



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N°72

“Deer Tower, Edificio de Oficinas”

Autor:

OGGERO, Ezequiel

Director técnico:

Ing. BRAUN, Oscar

Co-director:

Arq. ADORNO, Alejandro

Director Académico:

Ing. REVELANT, Mauricio

2019

UTN FRVT



N°Reg: 5297 N°PAT: 0



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Departamento Ingeniería Civil
Proyecto Final N°72

“Deer Tower, Edificio de Oficinas”

Autor:

OGGERO, Ezequiel

Director técnico:

Ing. BRAUN, Oscar

Co-director:

Arq. ADORNO, Alejandro

Director Académico:

Ing. REVELANT, Mauricio

2019

INDICE

Capítulo I:	INTRODUCCION Y OBJETIVOS	
	<i>i.</i> Introducción	1
	<i>ii.</i> Objetivos	1
	<i>iii.</i> Localización	1
	<i>iv.</i> Requisitos de diseño y uso	3
Capítulo II:	TRATAMIENTO DEL TERRENO	
	<i>i.</i> Descripción	4
	<i>ii.</i> Cierre y desmantelado de la antigua estación de servicios	5
Capítulo III:	DISEÑO ARQUITECTÓNICO	
	<i>i.</i> Hipótesis de diseño	6
	<i>ii.</i> Losa con encofrado perdido	9
	<i>iii.</i> Tipos de vidrios y estructura de soporte de los paneles	17
	<i>iv.</i> Cubierta verde	26
	<i>v.</i> Capacidad y número de ascensores	33
	<i>vi.</i> Escaleras de seguridad	41
	<i>vii.</i> Cocheras en subsuelo	44
Capítulo IV:	PORQUE CONSTRUIR EN ACERO	
	<i>i.</i> Clasificación de tipologías estructurales	46
	<i>ii.</i> Ventajas de la construcción en acero	46
	<i>iii.</i> Desventajas de la construcción en acero	48
	<i>iv.</i> Características del acero estructural	48
Capítulo V:	CARGAS Y MODELADO	
	<i>i.</i> Marco reglamentario adoptado	51
	<i>ii.</i> Especificaciones reglamentarias	52
	<i>iii.</i> Análisis de acciones a considerar	56
	<i>iv.</i> Cuantificación de las cargas	58
	<i>v.</i> Cargas de viento	59
	<i>vi.</i> Modelado	63
	<i>vii.</i> Resultados	69
	<i>viii.</i> Dimensionamiento y verificaciones	71
Capítulo VI:	PROYECTO HIDRÁULICO	
	<i>i.</i> Reglamentación local	73
	<i>ii.</i> Cálculo de impacto hidrológico cero	74
	<i>iii.</i> Resultado del estudio	78
Capítulo VII:	CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	
	<i>i.</i> Planilla de rubros	79

	<i>ii.</i>	Precios unitarios	81
	<i>iii.</i>	Planilla de presupuesto	89
	<i>iv.</i>	Análisis de costos y precio de venta	90
Capítulo VIII:		PROPUESTA DE INVERSIÓN	
	<i>i.</i>	Datos e hipótesis	93
	<i>ii.</i>	Análisis de retorno de inversión	94
Capítulo IX:		CONCLUSIONES	
	<i>i.</i>	Conclusión	96
Capítulo X:		BIBLIOGRAFÍA	
	<i>i.</i>	Bibliografía	99
		ANEXO I	
	<i>i.</i>	Estudio de suelos	
	<i>ii.</i>	Capacidad portante fundación profunda	
		ANEXO II	
	<i>i.</i>	Planos	
	<i>ii.</i>	Renders	
	<i>iii.</i>	Detalles	
		ANEXO III	
	<i>i.</i>	Columna de hormigón	
	<i>ii.</i>	Viga de hormigón	
	<i>iii.</i>	Losa de hormigón	
	<i>iv.</i>	Columna metálica	
	<i>v.</i>	Viga metálica	
	<i>vi.</i>	Losa Steel Deck	
	<i>vii.</i>	Uniones metálicas típicas con detalles	
	<i>viii.</i>	Cabezal de pilote simple	
	<i>ix.</i>	Cabezal de pilote doble	
	<i>x.</i>	Viga de atado	
	<i>xi.</i>	Pilotes según estudio de suelo	

Capítulo I:

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

i. **Introducción:**

Este trabajo nace a partir de la observación de la falta de oferta de inmuebles para alquilar con fines comerciales en la ciudad de Venado Tuerto. Se plantea un posible proyecto de inversión analizando y desarrollando de manera integral gran parte de los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil.

ii. **Objetivos:**

Los objetivos del presente informe pueden resumirse en los siguientes:

1. Encontrar una ubicación estratégica para el uso pretendido
2. Desarrollar un análisis de las tareas previas a la ejecución de la obra
3. Realizar un diseño funcional y moderno
4. Realizar el cálculo y dimensionamiento estructural completo
5. Realizar un cómputo y presupuesto de la obra
6. Calcular de manera simplificada el tiempo de retorno de la inversión

La idea que surge al pensar en un edificio comercial es desarrollar un ambiente multifuncional y moderno para las empresas y profesionales independientes, además de otros usos. A las necesidades típicas de empresas, oficinas, estacionamientos, se buscará añadir servicios complementarios de uso más frecuente como restaurante, sala de conferencias y espacios receptivos. Se buscará un ambiente global agradable, moderno y atractivo, que ofrezca las condiciones ideales para ubicar en este lugar una empresa o abrir una nueva sucursal. Aunque se proyectará un único volumen, la torre englobará 3 ambientes: comercial de consumo (bares), comercial de oficinas y un ambiente receptivo y direccional, que, justo por su aparente heterogeneidad, contribuirán a impulsar interesantes sinergias e interrelaciones a favor de todos los usuarios.

iii. **Localización:**

El edificio se proyectó en calle 25 de Mayo 1120, esquina Lavalle, ciudad de Venado Tuerto, Santa Fe, Argentina. Se decidió utilizar este terreno de 957,5 m² ubicado en zona Z3 por su ubicación estratégica respecto a el microcentro de la ciudad, la plaza central, hoteles y zona bancaria.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
 Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”



Figura 1.1

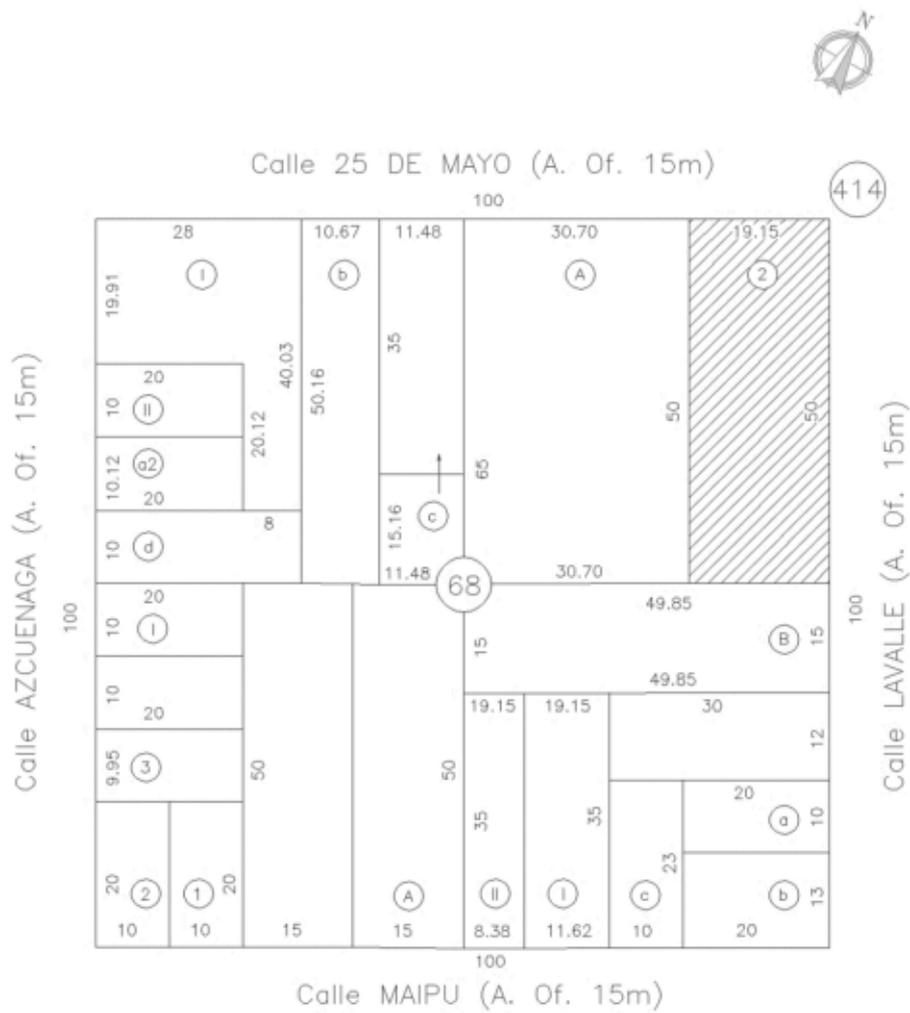


Figura 1.2

iv. Requisitos de diseño y uso:

Comenzando por la planta baja, teniendo en cuenta que se trata de un espacio de fácil acceso y en una ubicación estratégica, se desarrollarán comercios tales como bares y restaurantes con acceso al patio.

En el aspecto de accesibilidad, la planta baja tendrá un ingreso exclusivo a los ascensores y escaleras que permitirá separar los comercios del ingreso a las oficinas, así como también el descenso al subsuelo en donde se encuentran las cocheras. Otro punto clave será el ingreso y egreso de vehículos al subsuelo, que se dispondrán estratégicamente para no interrumpir con la circulación típica de las calles de la intersección.

Para poder proyectar espacios que se adapten lo mejor posible a la globalidad de los ocupantes, es necesario acotar las actividades para las cuales el edificio es apto. En las plantas superiores se persigue la versatilidad, por eso quedarán excluidas cualquier actividad que requiera una instalación sanitaria especial como podrían ser aquellas relacionadas con las intervenciones quirúrgicas, salones de belleza, producción y venta de alimentos. Podríamos encontrarnos actividades comerciales como las siguientes:

- Estudios de Ingeniería y Arquitectura
- Oficina de Viajes
- Empresas de Telemarketing
- Salas de conferencias
- Oficinas e-commerce
- Oficinas Coworking
- Profesionales independientes
- Oficinas técnicas
- Inmobiliarias

Lógicamente, cada actividad tendrá una necesidad diferente de espacio y accesibilidad y en algunos casos la posibilidad de ampliar es una opción. En muchos casos, las oficinas tendrán espacios sanitarios comunes. Este criterio de diseño persigue abaratar costos de alquiler.

Finalmente, en la Azotea del edificio, se proyectará un espacio que contenga una cubierta viva. Este sistema de ingeniería persigue la integración del ambiente con la naturaleza describiendo beneficios ambientales y económicos que serán tratados en capítulos posteriores.

Capítulo II:

TRATAMIENTO DEL TERRENO

i. Descripción:

El terreno seleccionado para proyectar el edificio de oficinas es actualmente una estación de servicios que se dejó de utilizar hace aproximadamente quince años. Frente a esta situación es necesario realizar una evaluación de riesgos y acciones correctivas sobre el terreno que posiblemente se vea afectado por fugas o derrame de combustibles.

El examen ambiental que se debe realizar en estos casos, consiste en realizar una evaluación de riesgo por contaminación de hidrocarburos. Existen varios métodos para llevar a cabo esta acción, como por ejemplo el llamado Risk-Based Corrective Action (RBCA), elaborado por la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) cuyo objetivo es determinar cuáles son las concentraciones máximas que se pueden dejar en el suelo y en el agua subterránea sin causar un riesgo mayor a la salud humana y al medio ambiente.

Las actividades de caracterización ambiental que se deberían realizar tienen los siguientes objetivos:

- Determinar la presencia de hidrocarburos en el suelo y agua
- Determinar si las concentraciones de hidrocarburos están por encima de los límites permitidos por las normativas vigentes
- Determinar los riesgos que la concentración de hidrocarburos acarrea tanto para las personas como para el medio ambiente
- Determinar si se requieren tareas de remediación y los límites de limpieza a los cuales se debe llegar con su empleo
- Determinar técnicas de remediación a emplear en el sitio

Un objetivo que me interesa como proyectista es:

- Determinar si la presencia de hidrocarburos puede afectar al comportamiento estructural del suelo o puede tener un impacto negativo en la estructura que se va a fundar sobre él.

ii. Cierre y desmantelado de la antigua estación de servicios:

Las tareas de cierre y desmantelado no se incluyeron en el alcance de este proyecto, por lo que acepto como válida la hipótesis de que el suelo es apto para ejecutar la obra en cuestión y que el proceso de extracción de las instalaciones de la estación de servicio se realizará por un grupo de profesionales especializados en el manejo ambiental, garantizando todas las condiciones de seguridad que impone las normativas correspondientes en el manejo de los recursos naturales.

En el proyecto del Edificio de Oficinas se contemplará el movimiento de suelo correspondiente a la obra en cuestión, excluyendo cualquier actividad que tenga que realizarse para la extracción de las antiguas instalaciones.

Capítulo III:

DISEÑO ARQUITECTÓNICO

i. Hipótesis de diseño:

Partiendo de las dimensiones del terreno y respetando las restricciones reglamentarias de la ciudad, el diseño planteado persigue la máxima utilización del espacio disponible con un sello minimalista, moderno y de líneas rectas. La utilización de cerramientos de vidrio en el perímetro de sus cuatro plantas despegadas de las medianeras es lo que caracteriza a la torre.

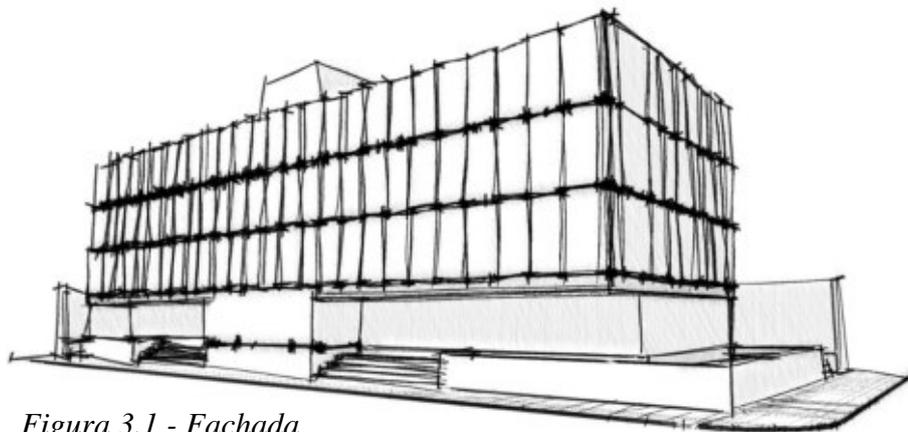


Figura 3.1 - Fachada

La planta baja se eleva un metro respecto al nivel de vereda, siendo otra característica estética propia, dando, además, mayor relevancia a la torre frente al ingreso y el egreso de vehículos al subsuelo de cocheras. Esta diferencia de altura se refleja en un subsuelo con mayor accesibilidad, optimizando los espacios de ascenso y descenso de vehículos logrando albergar 20 unidades.

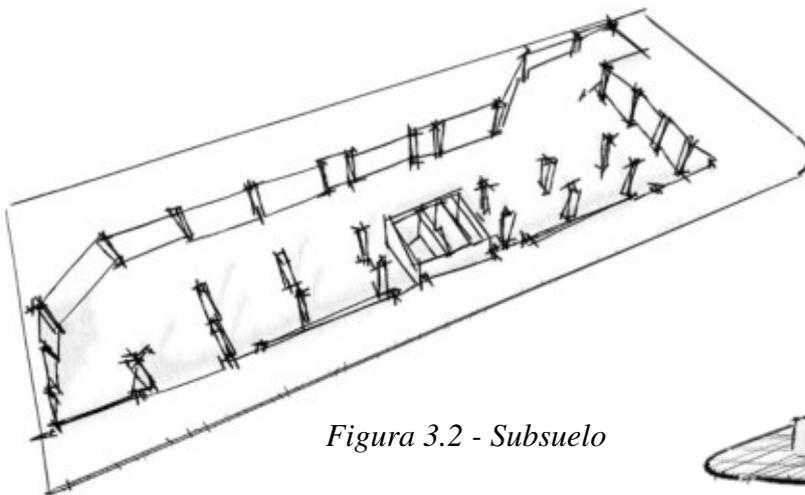


Figura 3.2 - Subsuelo

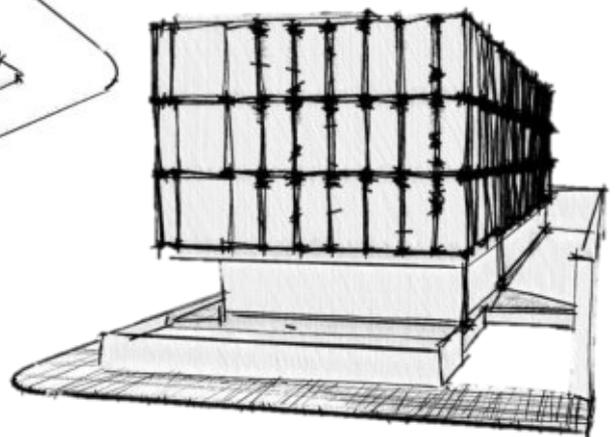


Figura 3.3 - Fachada

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

La planta baja contiene dos espacios destinados a locales comerciales como restaurantes y cafeterías, separados en su interior por el núcleo de ascensor y escalera y conectados en el patio trasero. Ambas locaciones cuentan con galerías en la fachada y con sectores sanitarios y cocina que se ajustan a las necesidades.

El acceso a las plantas de oficinas y azotea, desconectado de los sectores comerciales, se ubica en el sector central de la fachada que da a calle Lavalle disponiendo de escaleras y dos amplios ascensores con capacidad para seis personas conformando un núcleo de hormigón capaz proveer una salida rápida y segura frente a la posibilidad de incendios, además de cumplir una función estructural muy importante.

Elevándonos encontramos la segunda y tercera planta iguales entre sí, con ocho oficinas cada una de aproximadamente 50m^2 , un sector de recepción y espera y baños compartidos. La posibilidad de unificar dos oficinas en busca de un mayor espacio es una opción gracias a que las divisorias internas se realizarán con la modalidad de construcción en seco agilizando los tiempos de obra y brindando flexibilidad en el diseño.

La cuarta planta se divide en cuatro espacios de aproximadamente 105m^2 , dos de los cuales cuentan con baños privados y dos, con baños compartidos. Esta planta fue diseñada para alojar una sala de conferencias, una oficina co-working y dos oficinas capaces de satisfacer las necesidades de una organización de mayor tamaño.

Finalmente, la azotea cuenta con dos grandes áreas que componen una cubierta verde del tipo Extensiva, es decir, un sustrato que ronda los 15cm y que contiene vegetación baja que requiere poco o nulo mantenimiento. Este sistema además de lograr un espacio agradable y natural, contribuye con la preservación del medio ambiente y de los sistemas urbanos de drenaje tradicionales.

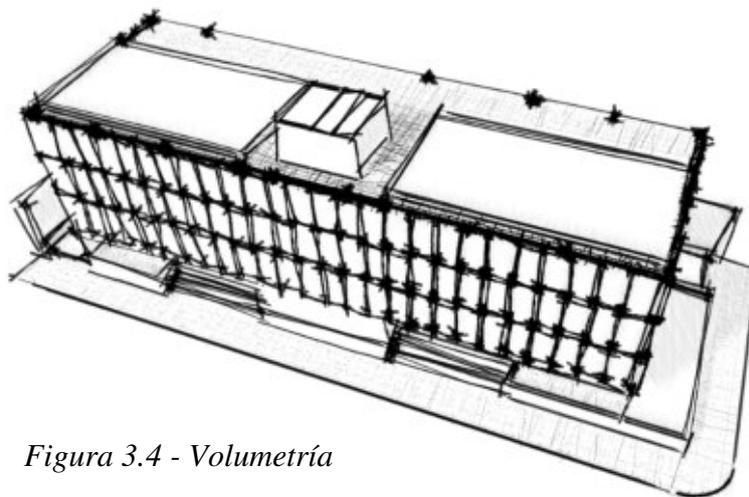


Figura 3.4 - Volumetría

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

Los planos de planta, cortes, detalles e imágenes 3D del proyecto de arquitectura se encuentran en el ANEXO II, y fueron considerados el punto de partida para la resolución estructural que se expone en capítulos posteriores.

El diseño y cada aspecto constructivo nombrado anteriormente, se basa en un estudio previo de las alternativas disponibles en el mercado combinados con criterios profesionales consultados y adquiridos a lo largo de la carrera. A continuación, desarrollaré todos aquellos que considero de relevancia acorde al alcance del proyecto.

ii. Losa con encofrado perdido:

En los edificios con estructuras metálicas, los entrepisos normalmente se constituyen por un entramado de vigas, la losa, y los revestimientos inferior y superior. La función resistente básica de los entrepisos consiste en la transmisión de las cargas verticales que actúan sobre ellos hacia los apoyos. Otra función estructural de relevancia consiste en la transmisión hasta los arriostramientos verticales de las fuerzas horizontales debidas al viento y al sismo, ya que actúan como arriostramientos horizontales de las estructuras de edificación. Aparte de sus funciones estructurales, los forjados también desempeñan las funciones de protección contra el ruido, el fuego, el calor y la humedad y, finalmente, sirven para alojar las instalaciones de un edificio.

En edificios de una cierta altura, los forjados son elementos repetitivos. Por este motivo, resulta ventajoso prever soluciones estructurales que cumplan con los siguientes requisitos:

- Altura reducida.
- Peso propio reducido.
- Montaje rápido.

Es en este contexto donde los forjados mixtos de chapa colaborante resultan particularmente competitivos, especialmente en combinación con las estructuras metálicas.

Forjados mixtos de acero y hormigón:

Se constituyen por una chapa especial de acero sobre la cual se coloca una malla de armadura destinada a mitigar la fisuración del hormigón y controlar los esfuerzos de tracción, luego, se vierte hormigón. En este tipo de losas, la chapa sirve de plataforma de trabajo durante el montaje, de encofrado para el hormigón fresco y de armadura inferior para la losa después del endurecimiento del hormigón. También puede servir de arriostramiento horizontal de la estructura metálica durante la fase de montaje, siempre y cuando su fijación con ésta sea la adecuada.

Las chapas deben tener una resistencia y una rigidez suficientes para desempeñar la función de encofrado, en la medida de lo posible sin apuntalamiento provisional. Además, para asegurar una buena conexión entre acero y hormigón, deben disponer de una forma particular en cuanto a la sección y a las denominadas indentaciones.

Los forjados mixtos de chapa colaborante están apoyados, normalmente, en un entramado de vigas metálicas. Para lograr un correcto funcionamiento del conjunto estructura, se requiere una conexión adecuada entre el forjado y las vigas metálicas que impida los deslizamientos relativos entre estos. Esta conexión debe asegurar la colaboración deseada entre el acero y el hormigón. La conexión entre las vigas metálicas y el forjado mixto debe transmitir los esfuerzos rasantes y limitar los deslizamientos que se producen en la interfaz. Esta vinculación se materializa mediante pernos soldados con las alas superiores de las vigas metálicas. Figura 3.5.

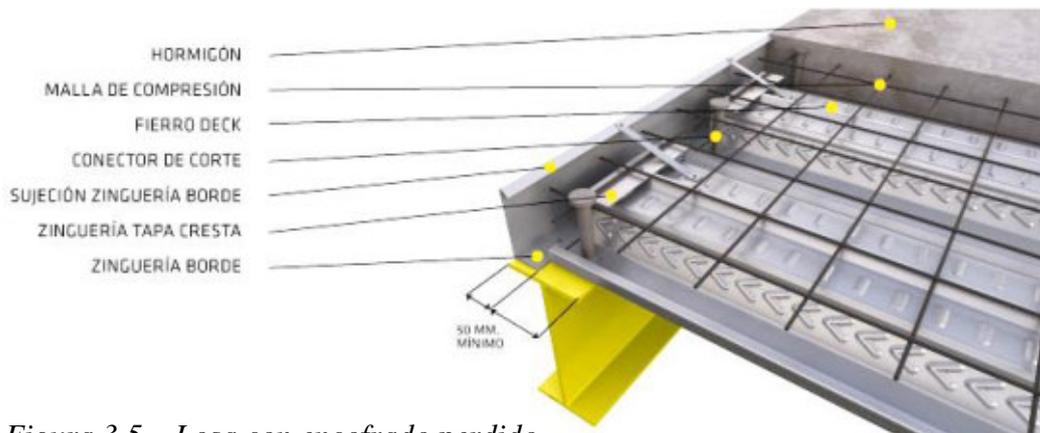


Figura 3.5 – Losa con encofrado perdido

Algunas de las ventajas estructurales de esta solución implican desventajas desde otros puntos de vista. Por ejemplo:

1. La resistencia última de un forjado mixto de chapa colaborante viene determinada por la resistencia de la conexión acero–hormigón frente a los esfuerzos rasantes por lo que las luces que se pueden salvar de manera económica son más bien reducidas.
2. La conexión entre chapa y hormigón no queda asegurada en caso de acciones dinámicas.
3. En ausencia de revestimientos específicos o de falsos techos, la resistencia de los forjados mixtos de chapa colaborante en caso de incendio resulta relativamente modesta.
4. La masa muy reducida de los forjados mixtos de chapa colaborante puede contribuir a una cierta tendencia de estos elementos a vibrar de manera perceptible.

Todas las desventajas anteriores pueden ser evitadas ajustando el diseño estructural y arquitectónico para lograr la optimización del sistema, considerando, además, que la zona de emplazamiento no presenta acciones sísmicas.

Ventajas:

- Ideal para edificios en altura, en donde es posible avanzar con el montaje de la estructura sin necesidad de hormigonar forjados, solamente disponiendo la chapa nervada fijada a las vigas metálicas, que incluso aporta una adecuada capacidad de arriostramiento a efectos horizontales, tanto en la etapa de ejecución como en la de servicio.
- La chapa extendida, premontada y debidamente sujeta, resulta ser una plataforma segura de trabajo, para facilitar el movimiento de las personas y para el acopio de los materiales.
- Puede no necesitar la colocación de apuntalamientos para soportar el peso del hormigón antes del endurecimiento del mismo, lo que simplifica mucho la ejecución de la obra, permitiendo ejecuciones muy rápidas.
- En el caso de forjados a una determinada altura importante, al no necesitar apuntalamiento resulta muy adecuado para no tener que montar varios niveles de apuntalamiento, simplificando y abaratando la ejecución.
- Por la forma de la propia chapa este tipo de forjados permite, con la colocación de elementos complementarios, el introducir instalaciones, evitando en ocasiones la necesidad de disponer falsos techos o falsos suelos de magnitudes importantes.
- Es muy adecuado para oficinas – paisajes en donde es preciso tener flexibilidad en la disposición del mobiliario y por tanto en los puntos de conexión eléctrica, de datos, etc.

Detalle de los elementos que componen al sistema constructivo:

Chapa colaborante:

En el mercado existe una gran variedad de diferentes chapas, aptas para ser utilizadas en este tipo de soluciones. Estas chapas se diferencian por la forma, el canto y la separación de los pliegues, por su ancho, por el sistema adoptado para su solape lateral, por la rigidización de los elementos planos que constituyen el perfil y por la conexión mecánica (indentaciones) que debe asegurar la conexión con el hormigón (Figura 3.6). El espesor de las chapas se puede situar entre 0,75 y 1,50 mm, aunque en la práctica los espesores empleados raras veces superen el valor de 1,0 mm. El canto de los pliegues varía entre 38 mm y 80 mm, aproximadamente.

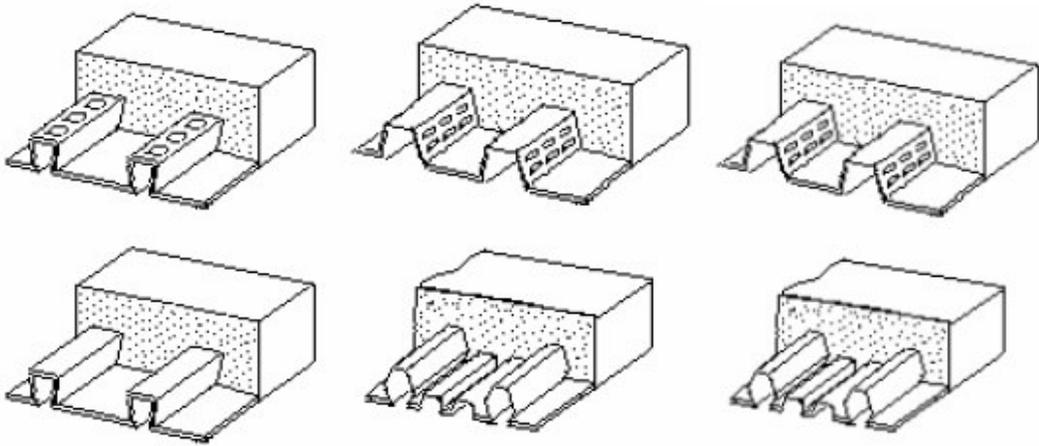


Figura 3.6

Fijaciones:

Los perfiles deben fijarse a la estructura para evitar el desplazamiento bajo la acción del viento o durante la fase de hormigonado. La fijación se adaptará al tipo de soporte.

Tipos de fijaciones:

- 1) **Tiros o clavos aplicados con pistola.** (Figura 3.7)



Figura 3.7

- 2) **Conectores:**

El uso de conectores permite constituir la ‘viga mixta’ y optimizar así la estructura soporte. Tienen por objeto transmitir los esfuerzos entre la losa y la estructura permitiendo un aprovechamiento global de ambos. Existen en el mercado dos tipos:

- a) **Conectores soldados:** Para soldar el conector a través de la chapa sobre el soporte, la parte superior de la viga debe estar limpia, no pintada y seca, y el perfil en contacto perfecto con la viga. (Figura 3.8)

b) Conectores clavados:

Pieza metálica en forma de ‘L’ fijada a la viga por medio de dos clavos aplicados por pistola. Sistema de ejecución rápido. (Figura 3.9)



Figura 3.8



Figura 3.9

En este proyecto se utilizarán pernos conectores soldados a través de la chapa, de 19mm. de diámetro y de 75 a 150mm. de longitud, con una cabeza de aproximadamente 28mm. de diámetro. Los pernos se acortan unos 5mm. al ser soldados.

Recomendaciones para la colocación de los pernos conectores:

- El espesor del ala de la viga de soporte no será inferior a 7,6mm. para pernos de 19mm.
- Los pernos conectores soldados deben sobresalir 35mm. por encima de la cara superior de la chapa y deben tener un recubrimiento mínimo de hormigón por encima de su cabeza de 15mm. Para impedir daños en la chapa, los pernos conectores se colocarán sobre líneas predeterminadas y marcadas sobre la chapa. La distancia entre el límite del perno conector y el límite de la chapa no será inferior a 20mm. La separación entre pernos conectores no será inferior a 95mm. en la dirección de los esfuerzos rasantes, y de 76mm. en la dirección perpendicular a los citados esfuerzos.
- La separación entre pernos conectores no será superior a 450mm.
- Los pernos conectores se colocan normalmente en cada onda del perfil, en ondas alternas, o, en algunos casos, por pares en cada onda.
- Opcionalmente, los pernos conectores pueden posicionarse de forma alterna a cada lado del rigidizador en ondas contiguas (Figura 3.10). Ello es aplicable asimismo a las parejas de pernos conectores en una misma onda (Figura 3.11).
- En las discontinuidades de la chapa, por ejemplo, correas de empalme, los pernos conectores se colocarán de forma tal que las dos chapas a ambos lados de la discontinuidad estén correctamente ancladas. Ello supone situar los pernos

conectores en zigzag a lo largo de la viga. La distancia mínima del perno conector al límite de la chapa es de 20mm. (Figura 3.12). A causa de ello no es recomendable utilizar vigas de ancho de ala inferior a 120mm.

Figura 3.10

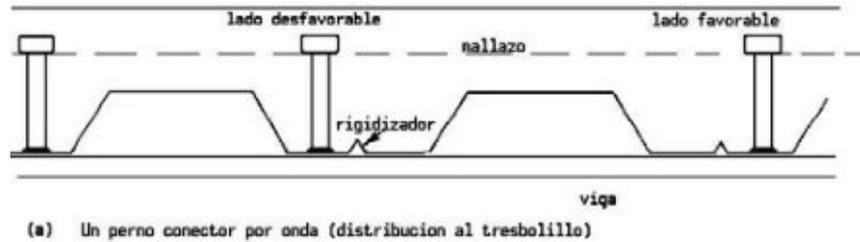


Figura 3.11

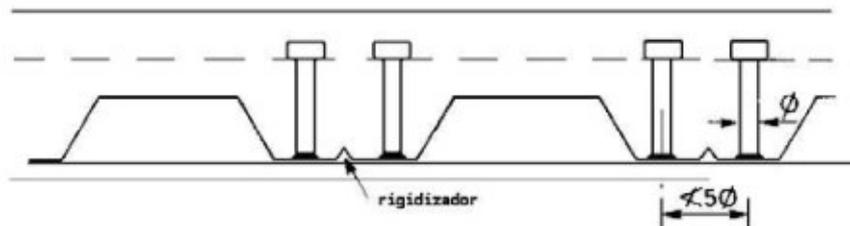
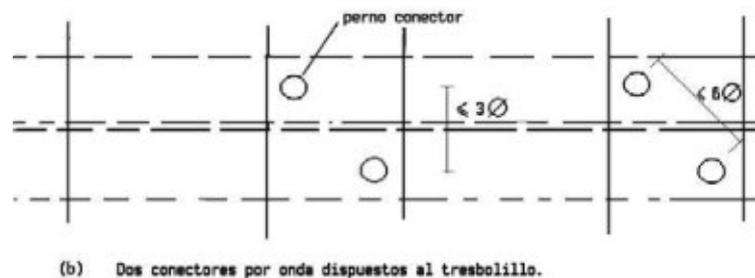


Figura 3.12



Armadura:

La principal característica del perfil colaborante es constituir la armadura positiva o de tracción de la losa de hormigón en el centro del vano. El resto de armaduras que conforman viga mixta son las siguientes:

- Malla electrosoldada para limitar la retracción debida al secado del hormigón y evitar la fisuración. El cálculo determina el tamaño de la cuadrícula y diámetro de la barra.
- Armadura negativa en los apoyos centrales de sistemas multiapoyados para absorber la tracción del momento negativo. El diámetro determina el diámetro de la barra.

- Armadura positiva adicional en los casos excepcionales en que el perfil no absorba la totalidad de los esfuerzos de tracción.

La cantidad, sección y material de las armaduras se calculan según las solicitaciones requeridas en cada caso y para cada tipo de perfil, según las disposiciones del reglamento CIRSOC 201 y teniendo en consideración los parámetros resistentes de la chapa colaborante.

Hormigón:

Los hormigones se tipifican según su resistencia característica a compresión, respetando la denominación que expone el reglamento CIRSOC 201, en la tabla 2.7 – capítulo 2.

Tabla 2.7. Resistencias de los hormigones

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

La altura de la losa de hormigón depende de:

- Luces y sistema de apoyo
- Sobrecargas de uso
- Requerimientos específicos del proyecto
- Resistencia al fuego de la losa

Remates:

Se trata de plegados metálicos de acero galvanizado dispuestos para la contención del hormigón en su fase húmeda. Existen diferentes tipos: (Figura 3.13)

- a) Remate perimetral
- b) Tirante contención: Dispuesto regularmente evita la deformación del remate anterior por el empuje del hormigón
- c) Remate cambio de sentido de forjado

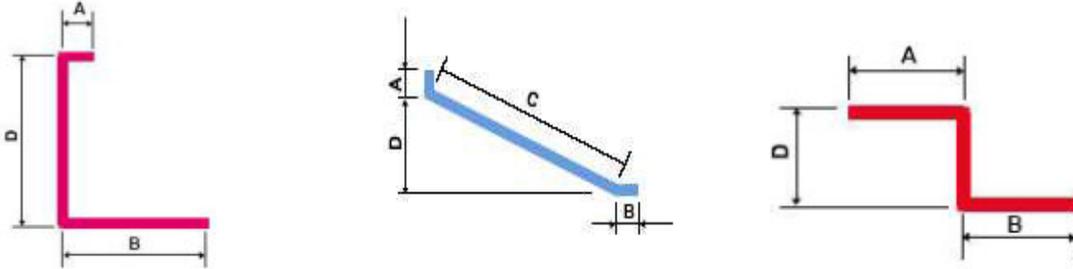


Figura 3.13 - Remates

El cálculo se realizó con el software de simulación CypeCAD y se utilizó una chapa colaborante de la marca Hiansa, comercializada en Argentina por Grupo Hiemesa. Los resultados serán expuestos en el capítulo de cálculo de la estructura.

iii. **Tipos de vidrios y estructura de soporte de los paneles:**

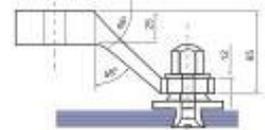
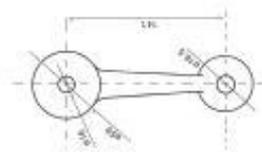
Sistema de vidriado:

Dentro de los sistemas de vidriado que ofrece el mercado tales como Muros Cortina, Cinta Ventana, Fachada Ventilada Vidriada, y Sistema Spider, se decidió utilizar este último, ya que, según mi criterio sobresale por su simplicidad y estética.

Éste es un sistema de vidriado en el que se utilizan elementos de sujeción metálicos de diseño especial denominados “arañas”; que a través de elementos tubulares y/o tensores soportan el peso propio del vidrio y fuerzas externas como viento, lluvia y sismos. Los elementos que componen el sistema son los siguientes: (Figura 3.14)

Araña 1 vía con agujero para rótula

MC-GL111 PS
MC-GL111 SS



Araña 2 vías con agujero para rótula

MC-GL112 PS
MC-GL112 SS

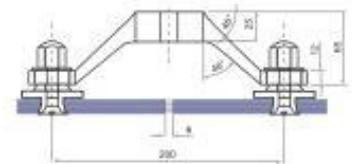
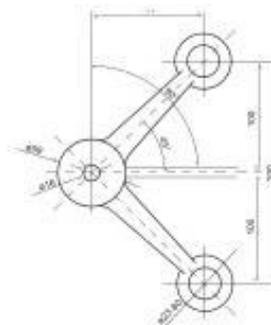
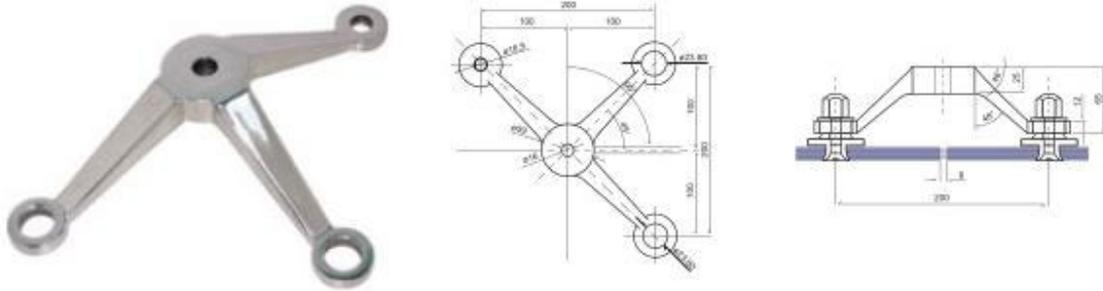


Figura 3.14 – Elementos de fijación

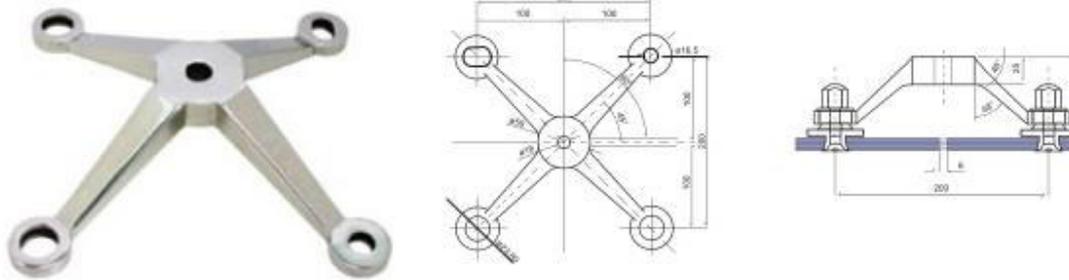
Araña 3 vías con agujero para rótula

MC-GL113 PS
MC-GL113 SS



Araña 4 vías con agujero para rótula

MC-GL114 PS
MC-GL114 SS



Soporte para barra

OF-A-3
ES8403



Pemo con cabeza articulada plana

MC-PT01 PS
MC-PT01 SS

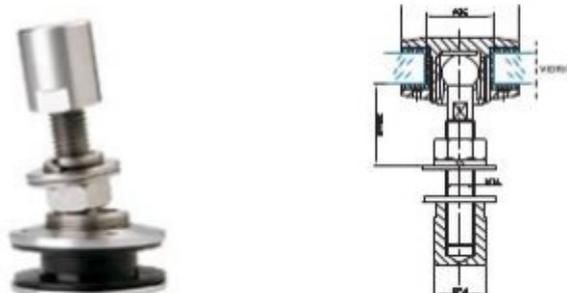


Figura 3.14 – Elementos de fijación



Figura 3.15 - Shopping Nine – Buenos Aires



Figura 3.16 – Imagen ilustrativa

La disposición estructural del sistema puede desarrollarse de las siguientes maneras:

- a) Tabiques de vidrio en posición perpendicular al vidriado propiamente dicho
- b) Columnas con poca separación

- c) Columnas más distanciadas, con vigas horizontales distribuidas en altura.

Para este proyecto se va a optar por utilizar la segunda opción, pero con una modificación. No se utilizarán conexiones a media altura, y las conexiones serán vinculadas a la estructura hormigonando los soportes junto con la losa, como se muestra en Figura 3.17. Cada conexión se ubicará a una distancia acorde a las dimensiones de los paneles vidriados (aproximadamente 1,5m).

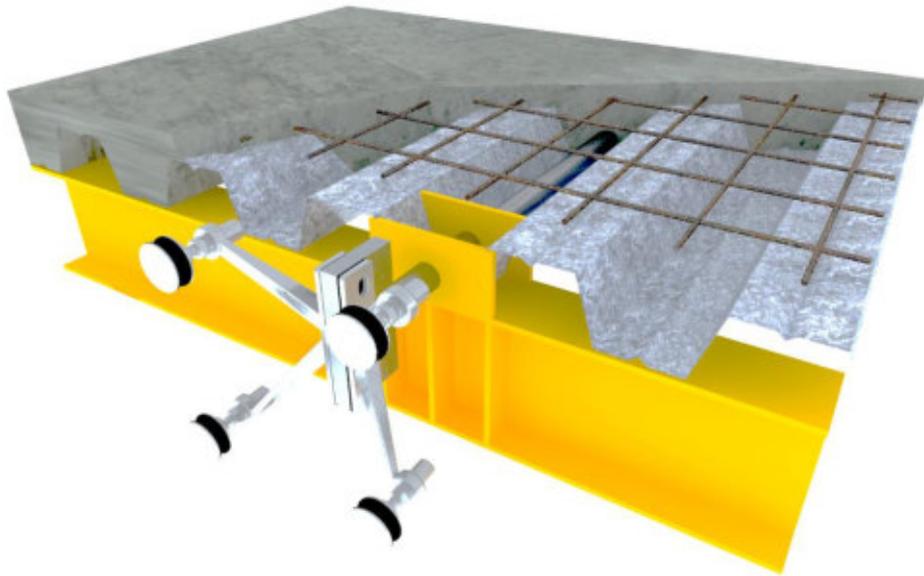


Figura 3.17 – Esquema de vinculación

El Herraje araña, que le da el nombre al sistema, cuenta con rótulas en sus extremos que sujetan los grandes paños vidriados permitiéndoles movimientos u oscilaciones fruto de la presión del viento y el empuje frontal o de vibraciones externas.

Clasificación de vidrios:

La elección estructural del cerramiento vidriado responde a una decisión arquitectónica, ya que cualquier disposición anteriormente nombrada se adaptaría sin inconvenientes a la estructura.

Todos los espacios del edificio pretenden albergar gran cantidad de personas logrando una integración con el exterior diferente a las que hoy pueden encontrarse en la ciudad de Venado Tuerto. Uno de los aspectos fundamentales para lograrlo es el cerramiento lateral,

elemento cuya función es aislar al edificio del exterior, protegiendo a las personas que lo habiten, pero que a su vez permite lograr una visibilidad total.

La principal premisa del proyecto es la utilización de vidrios de seguridad montados en la estructura con sistema Spyder. La decisión se basa en la simplicidad del sistema, la calidad de terminación y el aspecto moderno que otorga. Existen dos tipos de vidrios de seguridad:

Vidrio Templado:

Se consigue calentando el vidrio recocido en un horno a una temperatura aproximada de 650°C y enfriando seguidamente sus superficies de forma rápida, provocando que éstas solidifiquen primero que la masa interior. Este proceso crea una elevada compresión en las caras exteriores del vidrio hasta aproximadamente un 20% del espesor de la placa, mientras que en el centro queda la masa en tensión. Las tensiones de compresión que se consiguen varían entre los 90 y los 150 MPa y evitan que las fisuras superficiales se puedan propagar.

Posee mayor capacidad para resistir esfuerzos de tracción que un vidrio común y, por otro lado, si rompe se desintegra en pequeños fragmentos que no causan heridas cortantes o lacerantes serias como las que causarían los trozos de vidrio recocido. Los vidrios templados se comportan de manera similar al hormigón pretensado, son muy resistentes a flexión debido a esta compresión superficial interna. Su resistencia es tal, que en muchos casos el dimensionamiento queda determinado por las deformaciones admisibles.

Vidrio Laminado:

El vidrio laminado consiste en la unión de dos o más componentes de vidrio recocido mediante el uso de láminas plásticas transparentes, la más habitual de las cuales es de Butiral de Polivinilo (PBV). El comportamiento del vidrio laminado se encuentra entre dos límites: El límite monolítico y el límite estratificado. En el primer caso el laminado se comporta de forma equivalente a un monolítico del mismo espesor mientras que en el segundo caso las dos láminas de vidrio deslizan entre sí obteniéndose la mitad de resistencia que el monolítico equivalente.

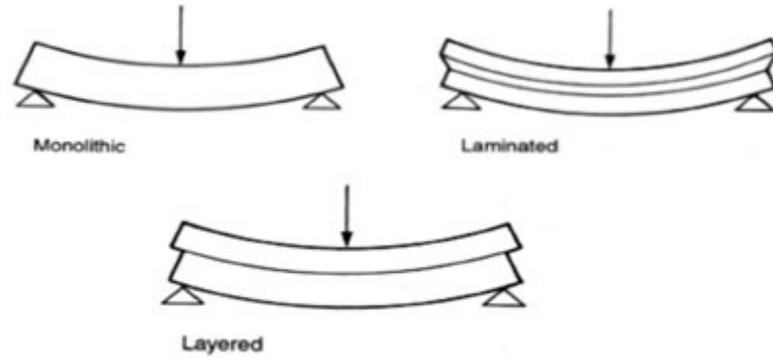


Figura 3.18 – Tipos de vidrios

En caso de rotura los trozos de vidrio roto quedan adheridos a la lámina de PVB impidiendo su desprendimiento y caída, manteniendo el conjunto dentro del marco y sin interrumpir la visión. También en caso de impacto de personas u objetos, actúa como barrera de protección y retención, evitando su traspaso y caída al vacío.

Seguridad de los bienes:

Cuando se busca asegurar los bienes y las personas que se encuentran en el interior de una vivienda, local o edificio, las soluciones a adoptar desde el punto de vista de los vidrios, serán diferentes según sean las situaciones de riesgo a que se esté expuesto, pudiéndose distinguir:

- a) Protección contra vandalismo.
- b) Protección contra explosiones.
- c) Protección contra balas.

Utilizaré vidrio anti vandalismo, ya que el diseño presenta cerramiento de vidrio en todo su perímetro. El tipo de vidrio que mejor se adapta para el caso es el laminado ya que impide la rotura rápida del vidrio y el ingreso a través del mismo.

Selección del tipo de vidrio:

Para este proyecto, luego de investigar las opciones que se encuentran disponibles en el mercado actualmente, decidí utilizar un vidrio de control solar super selectivo llamado “Cool Lite Xtreme II” fabricado por la empresa “Vasa”. Este es un vidrio de control solar de muy alta selectividad que puede conseguirse con diferentes tonalidades y en hojas de 3mm a 6mm de espesor, en medidas desde los 3210x2000mm hasta hojas de tamaño

JUMBO, así como también en medidas especiales. Puede utilizarse con sistema DVH (doble vidrio hermético) y sus beneficios son:

- Ahorro de energía tanto en climatización como en iluminación
- Excelente coeficiente de transmitancia térmica K, hasta 1,6 W/m² con cámara de aire de 12 mm.
- Alto grado de neutralidad en transmisión de luz
- Baja reflexión de luz, interior y exterior
- Cumple con los estándares exigidos por las normas LEED-Green Building para edificios sustentables.

NOTA: LEED (sigla de Leadership in Energy & Environmental Design) es un sistema de certificación de edificios sostenibles, desarrollado por el Consejo de la Construcción Verde de Estados Unidos (US Green Building Council - 1993). Se compone de un conjunto de normas sobre la utilización de estrategias encaminadas a la sostenibilidad en edificios de todo tipo. Se basa en la incorporación en el proyecto de aspectos relacionados con la eficiencia energética, el uso de energías alternativas, la mejora de la calidad ambiental interior, la eficiencia del consumo de agua, el desarrollo sostenible de los espacios libres de la parcela y la selección de materiales.

Cálculo del espesor del vidrio:

Para calcular el espesor del paquete DVH, la norma IRAM 12.565 provee un ábaco que relaciona la presión del viento con la superficie del vidrio, arrojando como resultado el espesor del conjunto de los dos vidrios del paquete.

En este caso la presión del viento vale:

$$P = 1,6 \times 1,032 \frac{kN}{m^2} = 1,65 \frac{kN}{m^2}$$

Y los paños adoptados miden 3,2 m x 1,5 m (3,2 m²), por lo tanto, el espesor que indica el ábaco es 4+4mm.

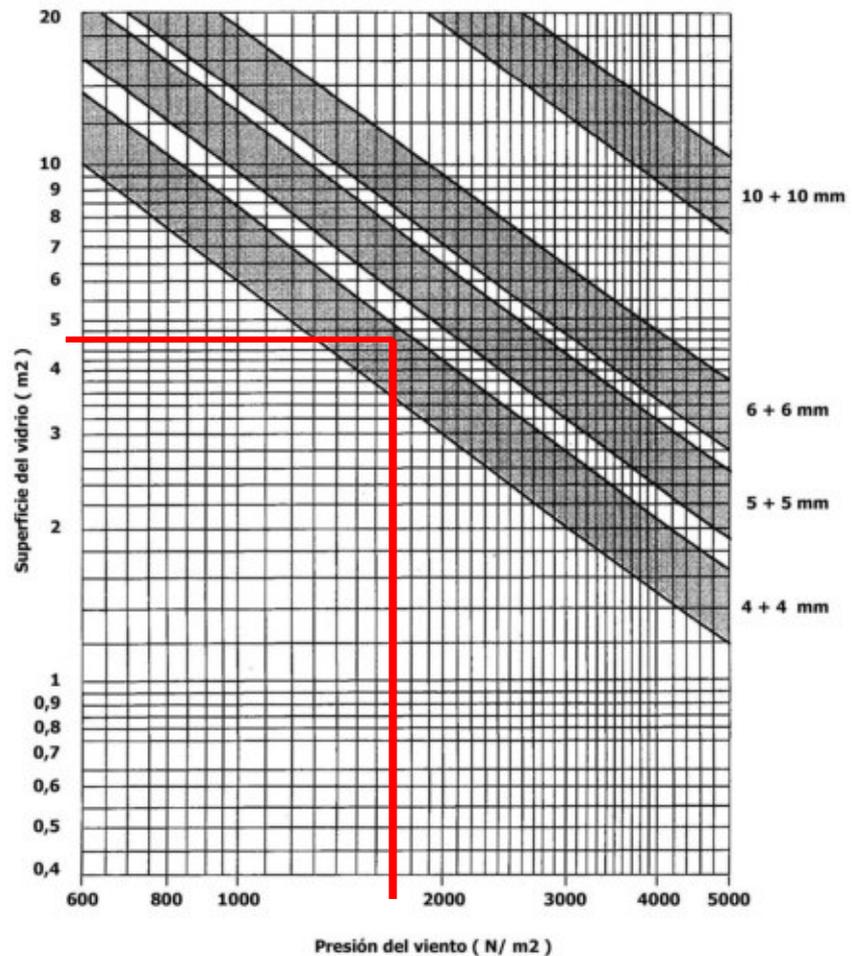


Figura 3.19 – Ábaco dimensionamiento espesor

El ábaco de la Figura 3.19 considera que los cuatro bordes del vidrio están apoyados. Esta hipótesis se cumple parcialmente con la silicona estructural que oficia de junta en los paños, por lo tanto, decido adoptar vidrios 6+6 con la siguiente configuración (Figura 3.20):

- *Templado 3mm + PVB + Templado 3mm*
 - *Cámara de aire 12mm*
- *Templado 3mm + PVB T templado 3mm*

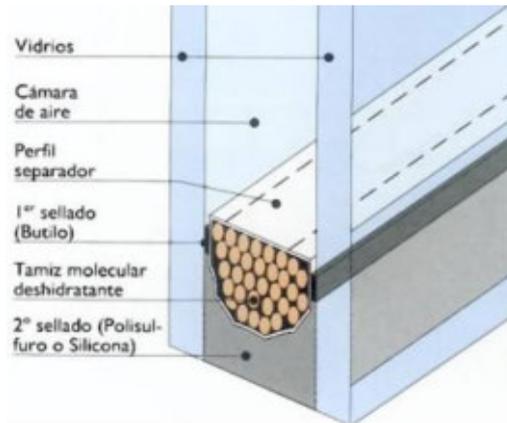


Figura 3.20 – Esquema DVH

Los “spiders” que sujetan los vidrios permiten la rotación en sus extremos, por lo tanto, el cerramiento vidriado es capaz de resistir las deformaciones de la estructura en estado de servicio.

iv. Cubierta Verde:

A efectos de este informe, es necesario diferenciar azotea viva de cubierta verde. La azotea viva es aquella que puede ser utilizada por los vecinos para actividades varias, mientras que la cubierta verde es un sistema constructivo que tiene un acabado vegetal sobre grosor de tierra o sustrato y es concebido especialmente para obtener beneficios ambientales. En este último sistema, la cobertura de vegetación puede ser total o parcial, y no hace referencia a azoteas con macetas de plantas, sino a tecnologías de construcción para mejorar el hábitat o ahorrar consumo de energía, es decir, tecnologías que cumplen una función ecológica.

Una cubierta verde también puede ser definida como un sistema de ingeniería que permite el crecimiento de vegetación en la parte superior de los edificios (ya sea en techos o azoteas) manteniendo protegida su estructura. Como impactos positivos sobre el ambiente se destacan; capturan agua de lluvia reduciendo inundaciones y niveles de contaminación; mejoran el aislamiento térmico de los edificios y enfrían el aire; representan un hábitat para especies nativas o migratorias; y ayudan a mejorar la calidad de vida.

Las terrazas verdes diseñadas adecuadamente representan un componente muy importante que permite la conexión entre los diferentes parches verdes de la Ciudad, brindando un hábitat para las especies de manera de compensar los impactos causados por la urbanización.

Beneficios de las cubiertas verdes:

Beneficios ambientales:

- Reducen la velocidad de escurrimiento de agua ya que pueden retener gran porcentaje del agua de lluvia.
- Filtran el polvo y la contaminación.
- Representan un hábitat para diferentes especies. Isla de biodiversidad.
- Aíslan y enfrían los edificios, reduciendo el uso de energía y las emisiones de CO₂.
- Reducen el efecto de isla de calor.
- Mejoran la calidad de aire, afectada por el tránsito, las actividades productivas y la generación de energía.

Beneficios económicos:

- Mejoran el aislamiento de los edificios en verano y en invierno, reduciendo los costos de enfriamiento y calefacción, lo que a su vez representa un mayor ahorro de energía.
- Pueden duplicar o triplicar la vida útil de la membrana de una terraza al eliminar la contracción y la expansión de la misma por la exposición al sol y los cambios de temperatura.
- Aumentan el valor de la propiedad.
- Reducen la infraestructura de drenaje y los requerimientos de almacenamiento de agua.

Existen 2 tipos de cubiertas verdes:

Extensivas: Son livianas, de bajo mantenimiento y generalmente inaccesibles. Se plantan en ellas especies con poco requerimiento de humedad, necesitan solamente de 5 a 15 cm de sustrato y suelen subsistir con agua de lluvia.

Intensivas: Son accesibles y tienen sustratos espesos que alojan una variedad de plantas, desde comestibles y arbustos, hasta árboles. Suelen precisar una estructura de soporte reforzada y requieren mucho más mantenimiento e irrigación.

Elementos de una cubierta verde:

En el edificio de oficinas se ejecutará una terraza verde del tipo Extensiva de 150mm de espesor, dispuesta sobre la azotea, en la cual se buscará emular la naturaleza con la tecnología actual, elaborando un sistema multicapas en el que cada capa incluida en el sistema satisfaga una necesidad de la vegetación y de todo el sistema. Los elementos que la componen son:

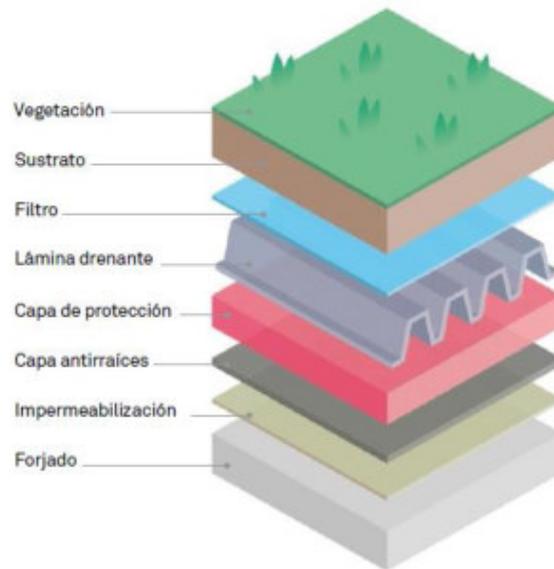


Figura 3.21 – Elementos del paquete de una cubierta verde

Impermeabilización: La impermeabilización es fundamental para el éxito de una azotea viva, esta evita que haya goteras. En el mercado se pueden encontrar diferentes opciones de membranas impermeabilizantes. El requisito más importante que deben cumplir las membranas, aparte de la resistencia mecánica, es que sean resistentes a la penetración de las raíces, por eso se utiliza habitualmente el término anti-raíces. Para asegurar esta función anti-penetración de las raíces, se recomienda que las membranas sean sintéticas, ya que las orgánicas (asfálticas o bituminosas) son susceptibles de ser atravesadas por las raíces o pueden ser químicamente inestables.

Capa anti-raíces: Si se dispone de una impermeabilización bituminosa en buen estado y se quiere que en la cubierta haya vegetación, es imprescindible separar el sistema de cubierta de la impermeabilización mediante una lámina antirraíces. En general se utilizan geotextiles no tejidos unidos con una capa impermeabilizante.

Protección de la impermeabilización: Para que no haya daños en la lámina impermeabilizante, es importante colocar una capa de protección. Dependiendo del acabado, se recomienda colocar un elemento u otro:

Pavimento-mortero sobre la impermeabilización: Se recomienda colocar un elemento separador entre la lámina y el pavimento, con el fin de evitar posibles daños tanto mecánicos como químicos por la reacción del cemento durante el tiempo de endurecimiento o secado. La capa de protección puede ser un geotextil o bien una lámina plástica ligera.

Pavimento flotante sobre la impermeabilización: Por pavimento flotante se entiende las tarimas de madera o sintéticas que se colocan encima de los rastreles o las losas que se sitúan sobre elementos elevadores. En este caso, se recomienda colocar entre la impermeabilización y los rastreles o plots una lámina de caucho o bien un geotextil de más de 300 g/m² para proteger la lámina de las fuerzas de fricción.

Lámina drenante de la cubierta verde: Esta capa cumple la función de drenar, ventilar, retener agua y proteger la impermeabilización. Dependiendo de la pendiente de la cubierta, del tipo de vegetación escogida y del uso que se dé a la azotea, el tipo de placa drenante variará en altura, capacidad drenante, capacidad de retención de agua y resistencia a la compresión.

Las placas drenantes deben tener siempre aberturas para la ventilación y canales de evacuación de agua que aseguren que el agua sobrante no esté nunca en contacto permanente con el sustrato, y así mantienen la capacidad de ventilación necesaria para las raíces.

Filtros: La capa filtrante tiene la misión de evitar el paso de las partículas finas del sustrato hacia la capa drenante. Es clave el uso de geotextiles diseñados específicamente para cumplir esta función. En la capa filtrante son especialmente relevantes las características de la permeabilidad y el tamaño de los poros.

Sustrato: El sustrato es el elemento primordial para el buen desarrollo de la vegetación. Los sustratos para cubiertas verdes y azoteas vivas son mezclas de tierras diseñadas específicamente. La elección del sustrato en una cubierta es de suma importancia. La correcta elección puede determinar el éxito o el fracaso de la vegetación que se plante, así como su pervivencia en el tiempo. Es necesario un sustrato que cumpla los siguientes requisitos:

a) En relación a aspectos constructivos:

- Permitir la función de drenaje
- Respetar el diseño de cargas del edificio
- Cumplir con la función de protección requerida

b) En relación a las necesidades de la vegetación:

- Ser adecuado para el tipo de vegetación elegida
- Garantizar que las funciones correctas para el buen desarrollo de la vegetación se cumplan de forma permanente
- Limitar los costes de mantenimiento durante la fase de implantación de la vegetación y también cuando quede bien arraigada

Vegetación: La vegetación que debe plantarse en una azotea dependerá mucho del objetivo de uso de la cubierta y, por lo tanto, de su tipología. A la hora de seleccionar la vegetación, debemos tener en cuenta los siguientes parámetros:

- a) El microclima de la cubierta: temperatura, humedad, precipitaciones, nivel de insolación, vientos, vientos salinos...
- b) El grosor máximo de sustrato que admite la cubierta: la capacidad de carga, el peso que puede soportar la azotea, puede ser un factor limitante.
- c) El porte y la capacidad de crecimiento de la vegetación: se recomienda vegetación que tenga un crecimiento radicular poco profundo y horizontal, así como una progresión lenta de crecimiento.
- d) Las necesidades hídricas de las plantas

A grandes rasgos, deben priorizarse especies que se adapten fácilmente a condiciones extremas (con resistencia a cambios bruscos de temperatura, resistentes al viento), especies resistentes a enfermedades y con pocos requerimientos de nutrientes, que no sean alergénicas ni tóxicas, resistentes a la contaminación urbana, que tengan un desarrollo radicular poco agresivo.

Respondiendo al grosor del sustrato y a su mantenimiento, los grupos de vegetación que se pueden plantar en una cubierta son los siguientes:

- **Suculentas:** Plantas que acumulan una gran cantidad de agua en las hojas o en los tallos y que ofrecen un aspecto carnoso, grueso y jugoso; lo son casi todas las cactáceas y crasuláceas.
- **Herbáceas perennifolias:** Plantas herbáceas perennes que conservan hojas verdes todo el año y gramíneas.
- **Vivaces:** Plantas herbáceas perennes de las que las partes que viven sobre el suelo son anuales
- **Sub-arbustivas:** Vegetales parecidos a un arbusto o a una mata, generalmente de poca altura, que solo presentan lignificación en la base del tallo.
- **Arbustivas:** Vegetales leñosos, generalmente entre 1 y 5 m de altura, que se ramifican desde la base y no tienen un tronco único predominante.
- **Árboles:** Vegetales leñosos, generalmente con un tallo simple o tronco, a menudo nudoso en la base y con una capa diferenciada, que normalmente alcanzan una altura de 5 m en el estado adulto y palmeras.

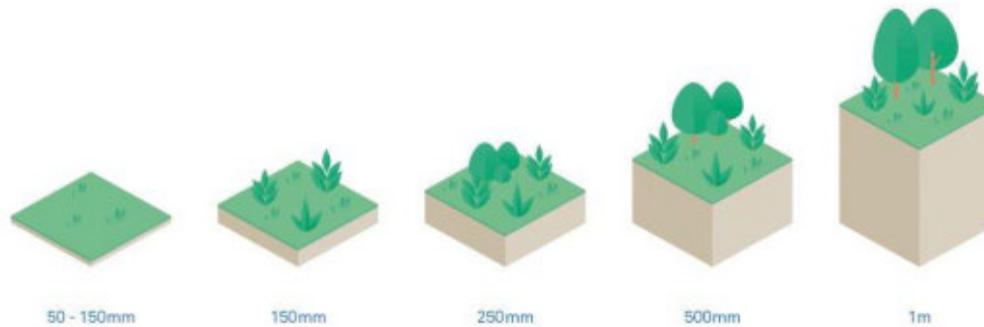


Figura 3.22 – Tipos de vegetación

Sistema de evacuación de aguas en la cubierta: En una azotea es de vital importancia que haya un buen sistema de evacuación de las aguas para garantizar su salida en caso de lluvias torrenciales y no incrementar la carga en la azotea y evitar desbordamientos por la fachada. Los elementos que se encargan de llevar a cabo esta función en la cubierta son los siguientes:

- Cámaras
- Canaletas de descarga
- Albañales
- Canales de recolección de agua en cotas de pendiente más baja (en azoteas inclinadas)

Es necesario que la cantidad de elementos de desagüe esté calculada correctamente. Los parámetros que deben tenerse en cuenta para hacer un buen diseño radican en estimar una lluvia de diseño y luego evaluar qué cantidad de agua puede concentrarse en los elementos de evacuación. La finalidad del cálculo es dimensionar el número y diámetro de los desagües necesarios. Los elementos de desagüe deben tener fácil acceso para llevar a cabo una inspección visual y limpiarlos para evitar posibles atascos. Es recomendable que haya una pendiente mínima que permitirá que el agua circule correctamente, se dirija a los puntos de desagüe.

Las cubiertas verdes incorporan los elementos de evacuación nombrados anteriormente y los sistemas drenantes propios, ya que absorben gran parte del agua de la lluvia en todas las capas (manta, lámina drenante, sustrato y vegetación) y sueltan la sobrante poco a poco. Eso hace que sean necesarios menos elementos de evacuación de agua o que sus dimensiones sean más pequeñas y, por lo tanto, más económicos.

Sistema de riego: A pesar de que las cubiertas verdes tengan el objetivo funcionar autónomamente y de forma sostenible, es importante asegurar una implantación correcta de la vegetación. Por eso, se recomienda instalar un sistema de riego por goteo que se ponga en funcionamiento en el período de implantación y crecimiento de las especies y en casos de épocas de mucha sequía, efectuando riegos de apoyo.

Impacto de la integración de elementos naturales:

El hecho de tener en una edificación elementos que capten, absorban, retengan y eliminen poco a poco el agua sobrante luego de una precipitación es un factor de diseño que sigue la tendencia y los lineamientos de la normativa local que propone disminuir el impacto que causa la impermeabilización del terreno construido, reduciendo el volumen de agua que se arroja al sistema de drenaje convencional de la ciudad, o simplemente retardando su salida. Esto elementos son denominados en su conjunto como SUDS (sistemas urbanos de drenaje sostenible) y tienen como concepto:

- Proteger los sistemas naturales integrando el tratamiento de las aguas de lluvia en el paisaje
- Cuidar la calidad del agua
- Retener volúmenes de agua para su utilización
- Aletargar la salida del agua a la red convencional aumentando los tiempos de concentración e impactando positivamente en el control de las inundaciones
- Mejorar el servicio de drenaje convencional de una ciudad, tanto en calidad como en cantidad.

Cargas en la estructura:

Se estima que el peso de una cubierta verde del tipo extensiva varía entre 120 kg/m² y 225 kg/m². Para el cálculo consideraré **170 kg/m²**, esto nos da una densidad promedio de 1130 kg/m³.

v. **Capacidad y número de ascensores:**

La cantidad de ascensores y su capacidad, surgen de un análisis que se realiza partir del uso que tendrá el edificio, y la cantidad de pisos y ocupantes del mismo. Voy a proceder a calcularlo siguiendo las recomendaciones de diseño del libro “Cuadri, N. Instalaciones Eléctricas en Edificios”.

1) **Capacidad de personas del edificio (NP):**

Determinación de la capacidad de personas en el edificio	
Tipos de uso del edificio	Sep. en m2/ persona
Bancos	5
Hoteles y Hospitales	1.3 pers./ dormitorio
Edificios de Oficinas	8
Talleres trabajos menores	8
Edificios de oficinas generales	10
Talleres de trabajos pesados	15
Viviendas	2 pers./ dormitorio
Fuente: Quadri, N. Instalaciones Eléctricas en Edificios.	

En el edificio de Oficinas proyectado tenemos:

$$NP = \text{Area de la planta} / \text{Sup. en m2 por persona}$$

$$NP = \frac{700 \text{ m}^2}{70 \frac{\text{m}^2}{\text{persona}}}$$

$$NP = 210 \text{ personas}$$

2) **Tráfico NP5’:**

El tráfico se define como la cantidad de personas a transportar en un tiempo de 5 minutos.

Capacidad de tráfico	
Tipo de edificio	Porcentaje de población 5'
Viviendas	8 a 10 %
Hoteles	10%
Oficinas	10 a 15 %
Edificios públicos	20%
Escuelas	30%
Hospitales	8 a 12 %
Fuente: Quadri, N. Instalaciones Eléctricas en Edificios.	

En mi caso el tráfico $Np5'$:

$$Np5' = \text{pisos} \times Np \times \text{Capacidad de Trafico}$$

Siendo:

- Pisos= 3
- $Np= 70$ personas por piso
- Capacidad de Tráfico = 12%

$$Np5' = 4 \text{ pisos} \times 70 \text{ personas} \times 12\%$$

$$Np5' = 33,6 \rightarrow 34 \text{ personas a transportar cada 5 minutos}$$

3) Tiempo total de viaje (TT):

La aceleración del ascensor está limitada para confort del viaje ya que en caso de superarse los límites máximos se genera incomodidad y malestar.

Se considera además que el tiempo máximo en la cabina no debe superar los 120 seg.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

Número de plantas	Velocidades recomendadas (m/min)	Observaciones
2 a 5	45 a 60	
6 a 10	60 a 75	
11 a 16	75 a 90	
17 a 25	90 a 150	
26 a 35	150 a 180	Deben preverse ascensores expresos
36 a 45	180 a 210	
46 a 60	210 a 300	

El tiempo total de duración del viaje es la sumatoria de los tiempos de:

- t1= desplazamiento del ascensor en su recorrido de subida y bajada
- t2= tiempo de maniobra
- t3= tiempo de puerta abierta de cada parada
- t4= tiempo de apertura y cierre de puerta de cada parada

Procedo a calcularlo:

Desplazamiento del ascensor en su recorrido de subida y bajada:

$$t1 = 2 \times \frac{h}{v}$$

Siendo:

- h= altura del edificio desde el subsuelo (16 m)
- v= velocidad del ascensor 60 m/min = 1 m/s

$$t1 = 2 \times \frac{16 \text{ m}}{60 \frac{\text{m}}{\text{min}}}$$

$$t1 = 0,53 \text{ min.} = 31,8 \text{ segundos}$$

Tiempo de maniobra:

Es el tiempo que se insume el ascensor en acelerar y frenar que se considera de 2 segundos por parada.

$$t_2 = 2'' \times \text{cant. paradas}$$

Siendo:

Cantidad de paradas= paradas posibles en el recorrido, coincidentes con el número de pisos.

$$t_2 = 2'' \times 4 \text{ paradas}$$

$$t_2 = \mathbf{8 \text{ segundos}}$$

Tiempo de puerta abierta de cada parada:

Es el tiempo que se insume en entrar y salir el pasajero en cada parada que se considera de 3 segundos por parada.

$$t_3 = 3'' \times \text{cant. paradas}$$

Siendo:

Cantidad de paradas= paradas posibles en el recorrido, coincidentes con el número de pisos.

$$t_3 = 3'' \times 4 \text{ paradas}$$

$$t_3 = \mathbf{12 \text{ segundos}}$$

Tiempo de apertura y cierre de puerta de cada parada:

Es el tiempo que se insume en abrir y cerrar puerta que se considera de 4 segundos por parada.

$$t_4 = 4'' \times \text{cant. paradas}$$

Siendo:

Cantidad de paradas= paradas posibles en el recorrido, coincidentes con el número de pisos.

$$t4 = 4'' \times 4 \text{ paradas}$$

$$t2 = 16 \text{ segundos}$$

De esta manera el tiempo total del viaje TT es:

$$TT = t1 + t2 + t3 + t4$$

Siendo en este caso:

$$TT = 32 + 8 + 12 + 16$$

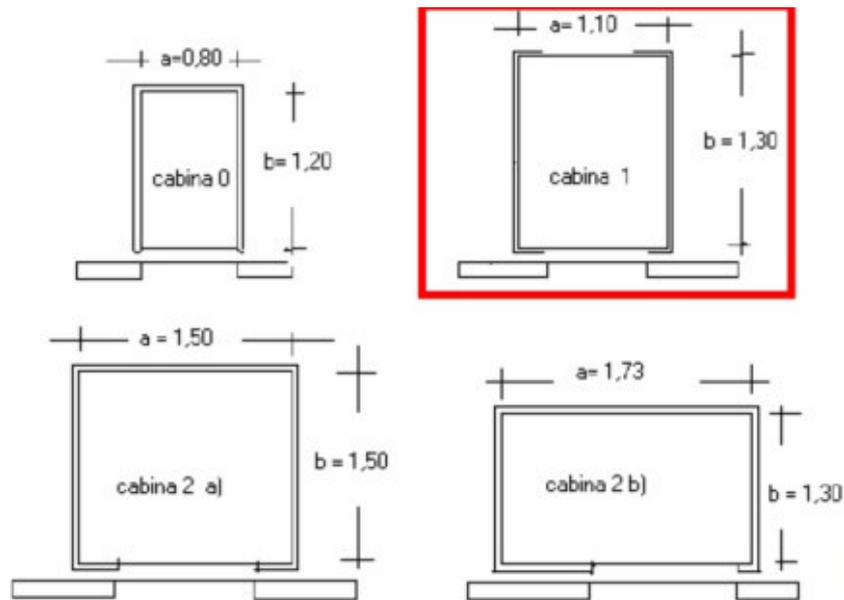
$$TT = 68 \text{ segundos}$$

4) Pre-dimensionamiento de la cabina:

Al proyectar edificios pueden utilizar los criterios del código de edificación que determina el tipo de cabina según el número de ocupantes por piso funcional y la altura de la unidad más elevada.

N° de ocupantes por piso funcional	Nivel de acceso de la unidad de uso más elevada desde planta baja	
	< de 25 m	> de 25 m
< 6	Cabina tipo 1 o 2	Cabina tipo 1 o 2
> 6	Cabina tipo 1 o 2	Cabina tipo 3

En este caso con 34 ocupantes por piso y menos de 25 m de la unidad más elevada la cabina recomendada es la 1 o 2.



Tipo de cabina	Personas	Lado a (m) mínimo	Lado b (m) mínimo	Superficie (m ²) mínima	Peso máximo admisible (kg)
0	4	0,8	1,22	1	300
0	5	0,8	1,22	1,2	375
1	6	1,1	1,3	1,4	450
1	7	1,1	1,3	1,6	525
1	8	1,1	1,3	1,8	600
2a)	9	1,5	1,5	2	675
2b)	9	1,3	1,73	2	675
2a)	10	1,5	1,5	2,2	750
2b)	10	1,3	1,73	2,2	750
3	11	1,3	2,05	2,4	825
3	12	1,3	2,05	2,6	900
3	13	1,3	2,05	2,8	975
3	14	1,5	2,05	3	1050
3	15	1,5	2,05	3,2	1125

5) **Numero de ascensores:**

El número de ascensores depende de la cantidad de pasajeros a transportar en 5 minutos y la capacidad de transporte de la cabina preseleccionada. Para el cálculo elijo una cabina con capacidad para 6 personas.

$$N^{\circ}Ascensores = \frac{N^{\circ} P(5 \text{ min}) \times TT}{Pcabina \times 300}$$

Donde:

- $N^{\circ} P(5\text{min})$ = Población pico a trasladar en 5 minutos
- TT = Tiempo total de viaje en segundos
- $Pcabina$ = Número de pasajeros de la cabina preseleccionada

$$N^{\circ}Ascensores = \frac{34 \text{ personas} \times 68}{6 \text{ personas} \times 300}$$

$$N^{\circ}Ascensores = 1,284 \text{ Ascensores}$$

$N^{\circ}Ascensores = \text{Se adoptan 2 ascensores con capacidad para 6 personas}$

6) **Tiempo de espera:**

El tiempo de espera máximo es el que debería esperar una persona al llegar al pie del ascensor con este yéndose de ese sector a realizar el circuito completo. Es determinante en la elección de la cantidad de ascensores y para reducirlo se agregan más ascensores o se aumenta la velocidad de traslado. En la práctica se ha demostrado que los tiempos máximos que pueden llegar a esperarse son:

Edificio Deptos.	60seg.
Hoteles	45seg.
Oficinas	30 a 45seg.

$$Te = TT / N^{\circ} \text{ de ascensores}$$

$$Te = \frac{68 \text{ segundos}}{2 \text{ ascensores}}$$

$$Te = 34 \text{ segundos.}$$

El tiempo de espera se encuentra dentro de los límites de confort.

Como resultado final, obtenemos por cálculo la necesidad de adoptar dos ascensores con capacidad de carga de 6 personas cada uno y un peso máximo admisible de 450 kg. Decido adoptar una cabina de 1,6x1,8 m, superando el área mínima sugerida. La decisión se basa en la necesidad de poder transportar objetos de gran volumen en una mudanza, ya que, al tratarse de un edificio de oficinas de alquiler, se espera que suceda con frecuencia.

vi. **Escaleras de seguridad:**

Luego de consultar los requerimientos de la normativa local respecto al diseño de las escaleras de seguridad, se decidió adoptar la dimensión mínima de 1,10 m de ancho. La ubicación de la misma será interior al tabique de ascensor con puertas resistentes al fuego en cada piso. Se plantea una escalera de dos tramos por nivel como se muestra en la sección de planos. A continuación, procedo al diseño geométrico de la escalera.

- Nivel de arranque = -2,10 m
- Nivel de llegada = +1,10 m
- $h = 3,20$ m, dos tramos de $h=1,60$ m

Para iniciar propongo una alzada de 0,20 m:

$$\text{Alzadas} = \frac{1,60m}{0,18m}$$

Alzadas = 8,88 → Adopto 9 alzadas.

Longitud de la pedada:

En todo tramo de una escalera, las pedadas son siempre una menos en cantidad que las alzadas, ya que estas últimas coinciden con el descanso o llegada de la escalera. Como tengo un desarrollo disponible de 2,70 m, calculo la pedada del siguiente modo:

$$P = \frac{2,70}{8}m$$

$$\mathbf{P = 0,33 m}$$

Para la altura entre plantas de 3,40m se tiene:

- Nivel de arranque = +1,10 m
- Nivel de llegada = +4,50 m
- $h = 3,40$ m, dos tramos de $h=1,70$ m

Para iniciar propongo una alzada de 0,20 m:

$$\text{Alzadas} = \frac{1,70m}{0,17m}$$

Alzadas = 10 → Adopto 10 alzadas.

Longitud de la pedada:

En todo tramo de una escalera, las pedadas son siempre una menos en cantidad que las alzadas, ya que estas últimas coinciden con el descanso o llegada de la escalera.

Como tengo un desarrollo disponible de 2,70 m, calculo la pedada del siguiente modo:

$$P = \frac{2,70}{9} m$$

$$P = 0,27 m$$

Desarrollo del descanso:

Como en el edificio de oficinas tenemos niveles de pisos diferentes, se adoptó como criterio de diseño utilizar un escalón de descanso como ingreso/ cambio de dirección de la escalera. Se dispone de un ancho de 0,75 m en cada descanso, por un largo igual a la suma de los anchos de los dos tramos de cada escalera. La configuración de la escalera queda del siguiente modo:

Desarrollo típico:

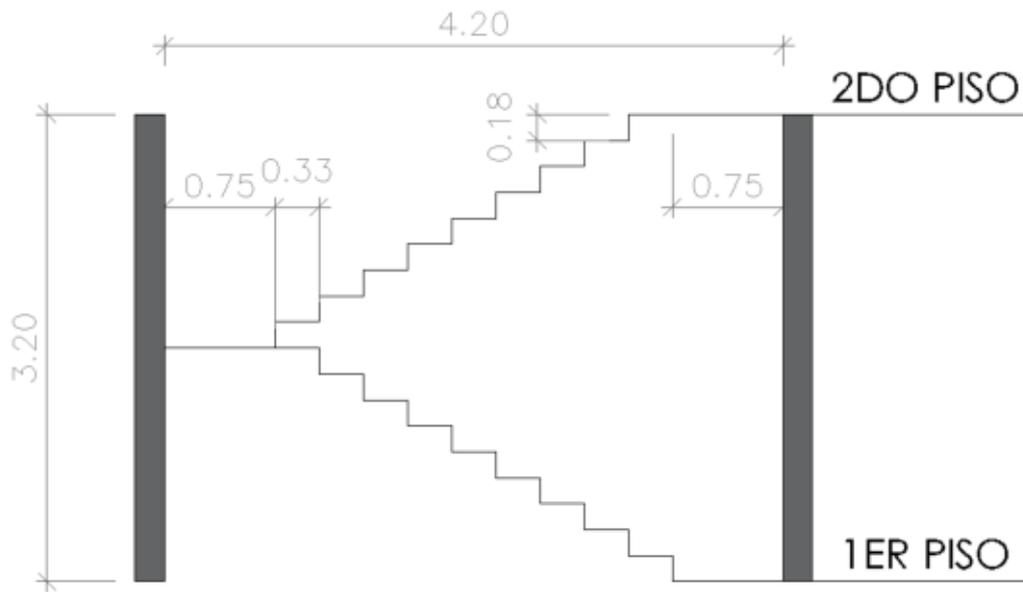


Figura 3.23 – Desarrollo escalera típica

Desarrollo PB-1er Piso

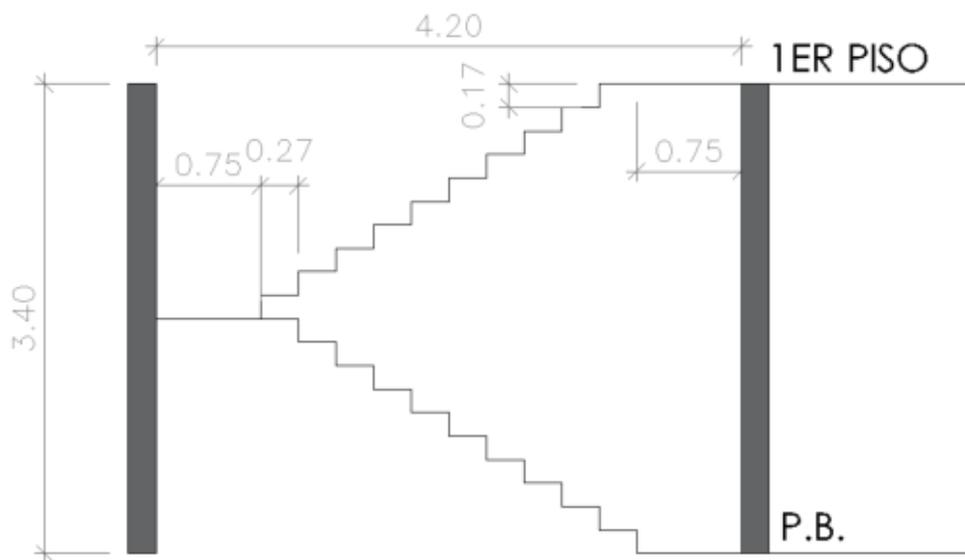


Figura 3.24 – Desarrollo escalera 1er piso

vii. Cocheras en subsuelo:

Las cocheras se encontrarán a un nivel -2.10m respecto del nivel de vereda que, para el proyecto es considerado el nivel ± 0.00 . El ingreso de los vehículos se realizará por calle Lavalle al comienzo del lote, y el egreso por calle 25 de Mayo. Esto se debe a el flujo habitual de vehículos, es decir que la mayor cantidad de vehículos circula por calle Lavalle y continua su recorrido girando por 25 de Mayo hacia el microcentro y, a su vez, se obtiene una circulación interna unidireccional aminorando la cantidad de maniobras para estacionar y reduciendo situaciones de riesgo.

Desarrollo de la rampa de ingreso y egreso:

Siguiendo los lineamientos de “Neufert”, Edición 16, se adopta la siguiente geometría:

- Ancho de ingreso/ egreso vehicular: 3 m
- Ancho de ingreso/ egreso peatonal: 0,9 m
- Desnivel: 2,10 m
- Pendiente adoptada: 18°
- Radio del canto superior: 15 m
- Radio del canto inferior: 10 m
- Desarrollo en planta: 8.5 m

En planta se ejecutarán una serie de curvaturas que obligarán al conductor a realizar la maniobra a una velocidad muy baja, y a su vez facilitarán el ingreso y circulación interna dando lugar a mayor espacio útil para estacionar. También se adopta un cordón perimetral de 30 cm para evitar despistes y proteger la circulación peatonal. El esquema de la rampa tanto para el ingreso como para el egreso es el siguiente:

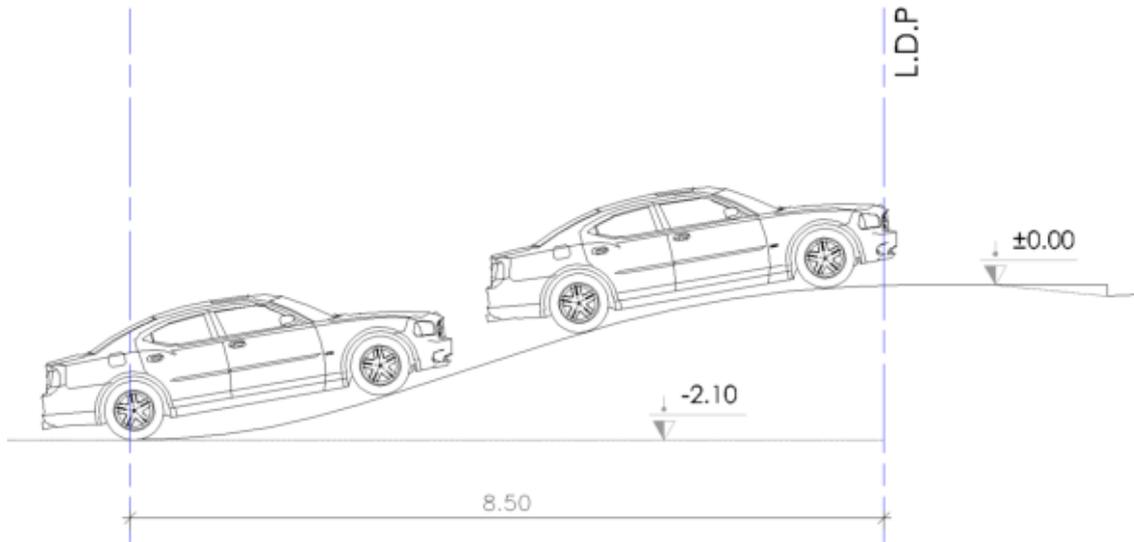


Figura 3.25 – Desarrollo rampa de acceso vehicular

Nota: Consultar en el Anexo de planos de arquitectura el plano del subsuelo.

Capítulo IV:

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL – PORQUE CONSTRUIR EN ACERO

i. Clasificación de tipologías estructurales:

Los principales materiales estructurales que se utilizan actualmente son:

- Hormigón Armado
- Acero
- Madera

La aptitud estructural de cada material debe ser evaluada teniendo en cuenta numerosos aspectos, por ejemplo, su capacidad resistente frente a esfuerzos, vida útil, fabricación y/o tratamiento necesario para utilizarlo, costo de fabricación y puesta en obra, características y velocidad de ejecución de la obra, aptitud frente a un diseño arquitectónico, entre otros. Si consideramos las ventajas que cada material ofrece y los combinamos, podemos obtener como resultado estructuras mixtas que se ajustan mejor a las necesidades estructurales y de diseño.

El criterio estructural que decidí adoptar es una estructura mixta combinando la velocidad y precisión de fabricación y montaje de una estructura metálica que se caracteriza por su reducido peso en comparación con el hormigón, junto con la rigidez global que ofrece el hormigón utilizándolo en el tabique de ascensor y escaleras y las losas de entepiso.

A continuación, nombraré las ventajas y desventajas que ofrecen las estructuras metálicas haciendo hincapié en aquellos aspectos que se ajustan a los requerimientos del edificio de oficinas.

ii. Ventajas de la construcción con acero:

1. Luces más grandes: Las estructuras de acero estructural permiten construir fácilmente espacios de gran tamaño, lo cual le proporciona flexibilidad al inversionista para la logística y distribución de las oficinas.
2. Columnas más pequeñas: Las columnas de acero son más pequeñas que la de otros materiales como el hormigón. Esto posibilita considerablemente el uso más eficiente del espacio disponible, obstruye menos la visibilidad y por supuesto, el peso del edificio es mucho menor. Esto último se traduce directamente a beneficio económico.

3. Requerimientos mínimos para paredes de carga: Las estructuras de momento eliminan la necesidad de numerosas paredes de carga por un costo mínimo en edificios de baja o mediana altura. Esto trae como consecuencia *mayor flexibilidad* para el uso del espacio y menos limitaciones para la colocación de ventanas y puertas.
4. Flexibilidad de diseño económico: Luces grandes, vigas, paredes oblicuas, aberturas en el piso, características estéticas especiales y cargas inusuales pueden acomodarse sin inconvenientes utilizando el acero.
5. Facilidad para la modificación y renovación: Si en el futuro se añaden cargas adicionales a la estructura, el acero puede reforzarse fácilmente para que soporte el peso adicional. De la misma manera se puede construir nuevas aberturas en el piso para ascensores, escaleras y otros requerimientos mecánicos y arquitectónicos sin modificar la estructura resistente principal.
6. Tiempo reducido de construcción: Las estructuras de acero pueden adquirirse, fabricarse y levantarse rápidamente. La facilidad con la que se puede diseñar y construir con perfiles de acero es óptima para la construcción acelerada e industrializada.
7. Reducción de costos de los cimientos: El menor peso del acero requiere cimientos más pequeños y menos costosos, sin sacrificar diseño y funcionalidad.
8. Reducción de los costos de financiamiento: En vista de que las estructuras de acero pueden ejecutarse rápidamente, el edificio podrá ser ocupado más pronto, lo cual reduce los costos generados por el pago de intereses. Además, si existen oficinas de alquiler en el proyecto, el flujo de ingresos por tal concepto empezará rápidamente. Esto permitirá empezar a generar ingresos para llegar al punto de equilibrio en el menor tiempo posible.
9. Completo reciclaje: La mayor parte del acero que se vende hoy día ha sido reciclado y prácticamente todo el acero obtenido de demoliciones es reciclable en un 100%. **El impacto ambiental ya no es sólo un factor económico, también es social.** Desarrollar proyectos que cuiden el medio ambiente es una responsabilidad profesional.
10. Optimización del tiempo y dinero: La rapidez con que se llevan a cabo la construcción de las estructuras de acero economiza dinero al inversionista. No existen retrasos debido a condiciones climáticas durante la fabricación. El control en taller es mucho más fácil de realizar que en una construcción in-situ. A medida que la construcción progresa, los intereses se acumulan o demandan más pagos periódicos. La rápida conclusión de la obra implica que el edificio estará listo para ser ocupado más pronto.

iii. Desventajas de la construcción con acero:

Las estructuras metálicas presentan las siguientes desventajas:

- 1) Corrosión: Este tipo de material pueden presentar problemas de corrosión dependiendo del lugar y los agentes corrosivos externos si se trata de una estructura que esté a la intemperie.
- 2) Problemática en caso de incendios: Debido a esto, es conveniente, y en algún caso obligatorio, recubrir este tipo de estructuras con pintura ignífuga o intumescente para evitar el colapso de la misma.
- 3) Pandeo: Se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión. No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.
- 4) Mano de obra especializada para la fabricación: En estructuras muy complejas, se requiere de mano de obra altamente capacitada.

¿En qué caso es ventajoso construir con estructura metálica?

- Edificios con probabilidad de crecimiento y cambios de función o de cargas.
- Edificios en terrenos deficientes donde son previsibles asentamientos diferenciales apreciables.
- Construcciones donde existen grandes espacios libres, por ejemplo: locales públicos y oficinas.

iv. Características del acero estructural:

Las propiedades mecánicas del material constitutivo juegan un papel preponderante en el comportamiento de miembros estructurales. Este acero está disponible en varios grados dependiendo del tamaño y tipo de perfil. Estos grados de resistencia responden principalmente a la composición química, a los procesos de laminación y fabricación y el tratamiento térmico de los aceros.

El grado 50, con $F_y = 345$ MPa o 50 ksi y $F_u = 450$ MPa 65 ksi está disponible en una gran gama de tamaños y espesores, como en el caso de los perfiles denominados “W”. Este es un acero estructural de alta resistencia y baja aleación constituido por carbono y manganeso-vanadio; además la resistencia a la corrosión atmosférica de este acero es de aproximadamente cuatro veces mayor que la del acero estructural básico ASTM A36.

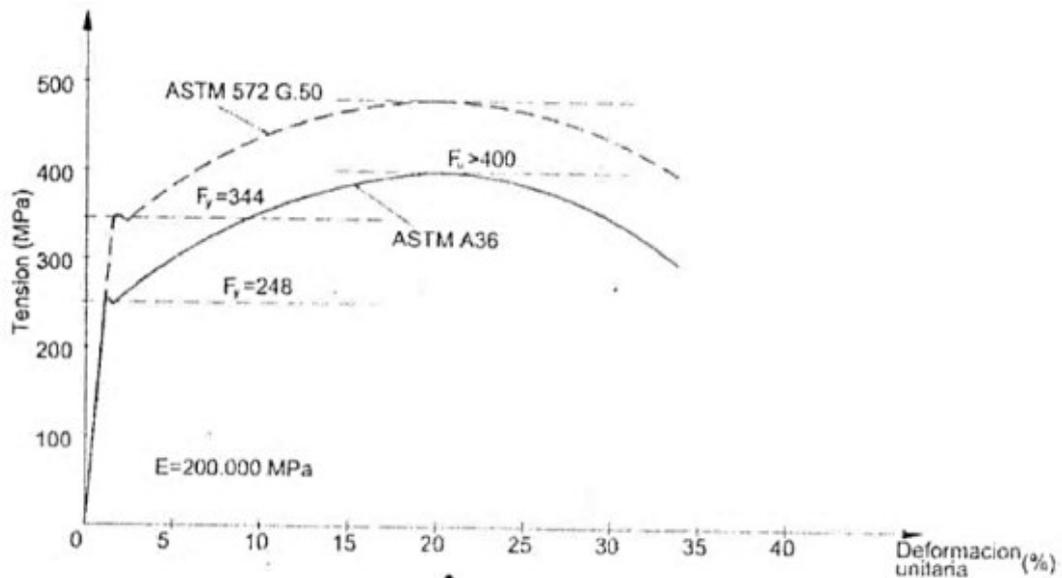


Figura 4.1 – Diagrama tensión/ deformación del acero

Desde el punto de vista estructural las propiedades más importantes del acero son:

- Tensión de fluencia
- Resistencia ultima
- Características de la curva de tensión-deformación
- Ductilidad
- Facilidad para soldarse
- Resistencia a la fatiga
- Tenacidad
- Facilidad de formado
- Durabilidad

La ventaja principal del acero grado 50 es la relación peso-resistencia de la sección, con respecto a aceros normales, debido a que tiene una tensión tanto de fluencia como de rotura elevada respecto a los perfiles comunes permiten utilizar secciones más chicas disminuyendo el peso de la estructura en general, y logrando además piezas para manipular más livianas también. Esto aliviana las estructuras en su globalidad, lo que disminuye el costo total del material a comprar, aunque el costo de este acero es sensiblemente superior que el de un acero convencional.

MATERIALES	A572 Gr50	F24
Coefficiente de Poisson	0,26	0,3
Peso específico	0,0078 kg/cm ³	0,0078 kg/cm ³
Coefficiente de dilatación térmica	1,2x10 ⁻⁵ 1/C	1,2x10 ⁻⁵ 1/C
Módulo de elasticidad	2x10 ⁶ kg/cm ²	2x10 ⁶ kg/cm ²
Tensión fluencia (F_y)	3515 kg/cm ²	2350 kg/cm ²
Resistencia última (F_u)	4571 kg/cm ²	3600 kg/cm ²
Módulo transversal	787220 kg/cm ²	810000 kg/cm ²

Figura 4.2 – Comparación características mecánicas acero F24 y F36

Capítulo V:

CARGAS, MODELADO, DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIONES

i. Marco reglamentario adoptado:

La estructura se proyectó siguiendo los lineamientos de los siguientes reglamentos:

- CIRSOC 101/05: Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios.
- CIRSOC 102/05: Acción del viento sobre las construcciones.
- CIRSOC 301/05: Combinación de acciones para Estados Límites Últimos del Reglamento Argentino.
- CIRSOC 301(EL): Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios (Verificación y dimensionado).

En todo momento se utilizó el Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios CIRSOC 301(EL), para aquellos elementos estructurales comprendidos en su campo de aplicación. Este se formuló en base al reglamento estadounidense AISC-LRFD/99, con algunas modificaciones pertinentes para situaciones locales como por ejemplo factores en la intensidad del viento. El reglamento CIRSOC 301 se basa en el concepto de Estado Limite, el cual es un método de proyecto y dimensionamiento de estructuras en el cual la condición de proyecto es que el estado limite sea superado cuando la estructura es sometida a todas las apropiadas combinaciones de acciones determinadas por norma. Es decir, un estado límite es aquel más allá del cual la estructura, o una parte de ella, no logra satisfacer los comportamientos requeridos.

La condición estructural del proyecto radica en satisfacer tanto los Estados Límites Últimos, como también los Estados Límites de servicio; donde los primeros son establecidos para brindar seguridad y definir la capacidad máxima de transferir carga de los elementos, los segundos en cambio se formulan a fin de que la estructura presente un comportamiento normal y aceptable bajo condición de servicio durante su vida útil, como deformaciones que afecten la apariencia o dañen a los elementos no estructurales.

ii. **Especificaciones reglamentarias:**

Bases del proyecto por estados límites:

El método por estados límites es una manera de proyectar y dimensionar estructuras en el cual la condición del proyecto es que ningún estado límite sea superado cuando la estructura sea sometida a todas las apropiadas combinaciones de acciones determinadas por el reglamento. Un estado límite es aquél más allá del cual la estructura, o una parte de ella, no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto. Se clasifican en:

- Estados límites últimos
- Estados límites de servicio

Los estados límites últimos son establecidos para dar seguridad y definir una capacidad máxima de transferencia de carga. Un estado límite de servicio se establece para que una estructura presente un comportamiento normal y aceptable bajo condiciones de servicio.

Dimensionamiento para estados límites últimos:

- (a) La resistencia de diseño R_d de cada elemento estructural, de sus uniones, o de la estructura en su conjunto, será igual o mayor a la resistencia requerida R_u . ($R_d \geq R_u$)
- (b) La resistencia de diseño ($R_d = \Theta R_n$), para cada estado límite último aplicable, es igual al producto de la resistencia nominal R_n por el factor de resistencia Θ .
- (c) La resistencia requerida (R_u , efectos de las acciones) de la estructura, de sus elementos estructurales y de sus uniones, será determinada según lo establecido en el reglamento.

Dimensionamiento para estados límites de servicio:

La estructura en su conjunto, sus elementos estructurales y sus uniones deberán ser verificados para condiciones de servicio. Una condición de servicio es un estado en el cual la función del edificio, su aspecto, mantenimiento o el confort de sus ocupantes son preservados para un uso normal. El reglamento establece los siguientes valores límite (Figura 5.1):

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	$H_P/300$
OBSERVACIONES				
(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio $f(\text{máx})$ a comparar con los valores límites de la tabla será: $f(\text{máx}) = f - f_0$ f = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). f_0 = contraflecha adoptada.				
(b) L = distancia entre apoyos. Para ménsulas $L = 2$ veces la longitud del voladizo. H = altura de la columna. H_T = altura total del edificio. H_P = altura del piso.				
(c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos.				
(d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2000				

Figura 5.1 – Valores límite para deformaciones y desplazamientos laterales

Combinaciones de carga:

La especificación AISC en su versión 1999 establece siguiendo a la ASCE 7-98, normativa en la cual se basa el reglamento CIRSOC, que: La resistencia requerida en miembros estructurales y uniones será determinada por análisis estructural para las combinaciones de acciones mayoradas siguientes, considerando la máxima resultante:

- (1) $1.4 (D+F)$
- (2) $1.2 (D+F+T) + 1.6 (L+H) + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- (3) $1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0.5 L \text{ ó } 0.8W)$
- (4) $1.2 D + 1.6 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- (5) $1.2 D + 1 E + 0.5 L + 0.2 S$
- (6) $0.9 D + (1.6 W \text{ ó } 1 E) + 1.6 H$

Siendo:

- D = peso propio o carga permanente
- L = sobrecarga útil de ocupación y equipos
- L_r = sobrecarga útil de cubierta
- S = acción de la nieve
- R = carga de lluvia inicial o hielo
- W = acción del viento
- E = acción sísmica
- F = líquidos de presencia continuada y altura definida
- H = peso y empuje lateral del suelo
- T = autotensiones, soldaduras, cedimientos de apoyo

Los factores de carga son independientes del tipo de material.

Factores de carga:

Por otro lado, el reglamento impone la utilización de factores de resistencia. Estos tienen en cuenta las incertidumbres que se tienen en las propiedades mecánicas y geométricas de las secciones y las hipótesis utilizadas para el cálculo de las resistencias. AISC-LRFD considera los siguientes factores:

- $\Phi_t = 0.90$ para fluencia en tracción
- $\Phi_t = 0.75$ para rotura en tracción
- $\Phi_c = 0.85$ para compresión
- $\Phi_b = 0.90$ para flexión

- $\Phi_v = 0.90$ para fluencia por corte
- $\Phi = 0.60$ para aplastamiento de hormigón en bases
- $\Phi = 0.75$ para corte en bulones en uniones tipo aplastamiento
- $\Phi = 0.75$ para aplastamiento de la chapa en agujeros para bulones
- $\Phi = 1.00$ para fluencia del alma bajo cargas concentradas

La resistencia requerida de los elementos estructurales y sus uniones deberá ser determinada por el análisis estructural para la combinación de acciones mayoradas críticas y factores de minoración de resistencia basados en un conjunto de incertidumbres y las deformaciones admisibles deberán ser verificadas en condiciones de servicio según lo especificado en los párrafos anteriores.

iii. Análisis de acciones a considerar:

Una de las tareas más importantes y difíciles que se debe enfrentar en el diseño de estructuras, es la estimación precisa de las cargas que recibirá una estructura durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse. Las acciones sobre las estructuras son el conjunto de fuerzas exteriores, concentradas o distribuidas, o deformaciones impuestas en una estructura. Las acciones generan desplazamientos y deformaciones que a su vez generan esfuerzos o tensiones internas, que deben verificar las condiciones de resistencia y rigidez.

Las acciones según el Reglamento CIRSOC 101, en función de su variación en el tiempo, pueden clasificarse en:

- Acciones permanentes: son aquellas que actúan durante toda la vida útil, la variación a lo largo de la misma es muy pequeña. Su cuantificación suele ser sencilla y se determinan con bastante certeza.
- Acciones variables: poseen mucha probabilidad de ocurrencia, sin embargo, poseen una variación grande en cuanto a su magnitud media. Son de cuantificación difícil y se determinan con menor precisión que las acciones permanentes.
- Acciones accidentales: son acciones con pequeña probabilidad de ocurrencia, pero su variación puede ser muy grande, llegando a adoptar valores muy significativos para algunas estructuras. La cuantificación es muy difícil debido a la gran incertidumbre que lleva asociada.

Fuerzas verticales:

De origen gravitatorio. Pueden ser de carácter permanente o transitorio. Son cargas estáticas y se pueden determinar con gran precisión. Se considera aquí, el peso de todos los elementos que componen el edificio y de los elementos que estarán dentro de los distintos locales en función del destino de cada uno, además se debe tener en cuenta el peso propio de la estructura resistente. Se definen entonces las cargas consideradas:

- **Peso propio de la estructura**
- **Sobrecarga permanente:** Engloba a todos los elementos que son parte fija del lugar y están presentes siempre desde su construcción.
- **Carga Viva:** Carga transitoria y variable, será función del uso que se le dé al local. Está constituida por el peso de personas u objetos, que cargan sobre la losa.

Fuerzas horizontales:

- **Acción del viento:** Acción variable. Fuerza de superficie. Son más difíciles de cuantificar que las gravitatorias. Su magnitud estará en función de la extensión de superficie que presente el edificio y de los vientos que soplen en el lugar de emplazamiento.
- **Acción sísmica:** No aplica en la zona del país en la que se proyecta el Edificio de oficinas.

iv. **Cuantificación de las cargas:**

Cargas permanentes:

Teniendo en cuenta que la losa estructural tiene el mismo espesor en todos los niveles, el aporte de las mismas arrojó los siguientes valores.

Material	Densidad (kg/m3)	Espesor (m)	Peso (kg/m2)
Losa Estructural H°A°(H-21)	2400	0.09	215
Carpeta Nivelación	1600	0.03	48
Piso Flotante de Alto Transito	-	-	10
Tabiques Internos (Durlock)	-	-	20
TOTAL			293 kg/m2

Notas: Para el informe escrito consideré un espesor promedio de la Losa Estructural, ya que se trata de una losa con chapa colaborante. En el modelado, la cuantificación es exacta.

Este valor anterior se incrementa en Azotea debido a que el paquete de Contrapiso se incrementa por las pendientes de desagüe. Por lo tanto, considero un valor promedio de **320 kg/m2**.

En la azotea accesible se incorporó, como mencioné anteriormente, una cubierta verde. El aporte de carga que se le aplica a la losa de la cubierta en el área correspondiente según la bibliografía consultada, varía entre 120 kg/m2 y 225 kg/m2. Consideraré un peso promedio de **170 kg/m2**. En el modelado estas cargas fueron colocadas como cargas muertas.

Cargas variables o sobrecargas:

Las sobrecargas que consideré según el Reglamento CIRSOC 101 capítulo 1 fueron:

Destino	Peso (kg/m2)
Cocheras	250
Comedores, restaurantes y confiterías	500
Oficinas	250
Cocina	400
Baño	200
Azotea	200

v. **Cargas de viento:**

Desarrollaré el estudio de viento de la edificación según el reglamento CIRSOC 102 para encontrar aquellas cargas que debo insertar en el modelado de la estructura.

ACCION DEL VIENTO			
Datos de la Edificación			
	Ubicación	: Venado Tuerto	
	Terreno	: Urbano plano	
	<u>Dimensiones</u>		
	Ancho (L)	: 14,15	m
	Largo (B)	: 50	m
	Altura	: 14	m
Categoría de Exposición			
		: B	
Velocidad Básica			
	V	: 50	m/s
Presión Dinámica Básica			
	Kh	: 0,792	
	Kzt	: 1	
	Kd	: 0,85	
	Categoría	: 2	
	I	: 1	
	qh	: 1.031,68	N/m ²
Presiones de Diseño - Valores externos			
	2a	: 2,83	m
		: 11,2	m
	>	: 1,13	m
	>	: 2	m
Presiones de Diseño - Valores internos			
	GCpi(+)	: 0,18	presión
	GCpi(-)	: -0,18	succión

FIGURA 4 - PAG.33

ESQUINA 1: CASO A (GCpf) - q (0°)

q (°)	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0-5	0,4	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43

ESQUINAS 1 Y 2: CASO B (GCpf)

Ubicación	1	2	3	4	5	6
Interior	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,4	-0,29
Bordes	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Nota: Zonas 1E,2E,3E,4E,5E y 6E

ESQUINAS 2: CASO A (GCpf) - q (0°)

q (°)	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0-5	0,4	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43

PRESIONES DE DISEÑO:

ESQUINA 1 y 2: CASO A

Superficie	GCpf	Presiones de diseño (N/m ²)		
		BARLOVENTO	SOTAVENTO	
1	0,4	226,97	598,37	PARED LAT
2	-0,69	-897,56	-526,16	CUBIERTA
3	-0,37	-567,42	-196,02	CUBIERTA
4	-0,29	-484,89	-113,48	PARED LAT
1E	0,61	443,62	815,03	PARED LAT ESQ
2E	-1,07	-1289,6	-918,19	CUBIERTA BORDE
3E	-1,07	-1289,6	-918,19	CUBIERTA BORDE
4E	-0,53	-732,49	-361,09	PARED LAT ESQ

ESQUINA 1 Y 2: CASO B

Superficie	GCpf	Presiones de diseño (N/m ²)		
		BARLOVENTO	SOTAVENTO	
1	-0,45	-649,96	-278,55	PARED LAT
2	-0,69	-897,56	-526,16	CUBIERTA
3	-0,37	-567,42	-196,02	CUBIERTA
4	-0,45	-649,96	-278,55	PARED LAT
5	0,4	226,97	598,37	PARED FRO
6	-0,29	-484,89	-113,48	PARED FRO
1E	-0,48	-680,91	-309,5	PARED LAT ESQ
2E	-1,07	-1289,6	-918,19	CUBIERTA BORDE
3E	-0,53	-732,49	-361,09	CUBIERTA BORDE
4E	-0,48	-680,91	-309,5	PARED LAT ESQ
5E	0,61	443,62	815,03	PARED FRO ESQ
6E	-0,43	-629,32	-257,92	PARED FRO ESQ

ESQUINA 2: CASO A

Superficie	GCpf	Presiones de diseño (N/m ²)		
		BARLOVENTO	SOTAVENTO	
1	0,4	226,97	598,37	PARED FRO
2	-0,69	-897,56	-526,16	CUBIERTA
3	-0,37	-567,42	-196,02	CUBIERTA
4	-0,29	-484,89	-113,48	PARED FRO
1E	0,61	443,62	815,03	PARED FRO ESQ
2E	-1,07	-1289,6	-918,19	CUBIERTA BORDE
3E	-0,53	-732,49	-361,09	CUBIERTA BORDE
4E	-0,43	-629,32	-257,92	PARED FRO ESQ

CONSIDERACIONES

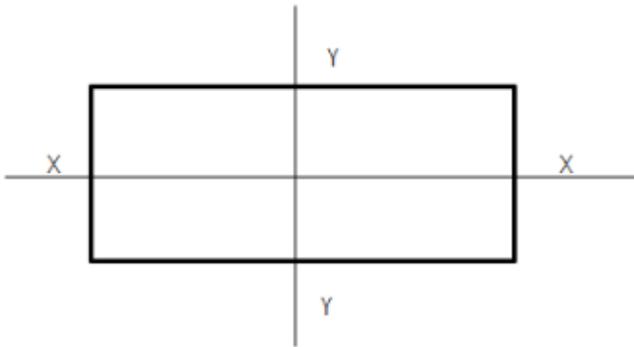


Figura 5.2 – Terna utilizada

RESUMEN DE PRESIONES PARA EL MODELADO

G_{cp}+	0,18
------------------------	------

Dirección del viento	Condición	qz (N/m ²)	Coeficiente de presión			Presiones de diseño (N/m ²)		
			Barlovento	Sotavento	Cubierta	Barlovento	Sotavento	Cubierta
Y-Y	Succión	1031,8	0,4	-0,29	-0,69	598,44	-113,5	-526,22
	Presión	1031,8	0,4	-0,29	-0,69	227	-484,95	-897,67
X-X	Succión	1031,8	0,4	-0,29	-0,69	598,44	-113,5	-526,22
	Presión	1031,8	0,4	-0,29	-0,69	227	-484,95	-897,67

vi. Modelado:

Para el modelado de la estructura se utilizó un software de simulación llamado Cype 2017. Utilice las pastillas CYPECAD y CYPE3D para realizar una estructura integrada. La función de estructura integrada permite modelar estructuras mixtas de acero y hormigón simulando el comportamiento del conjunto. El software tiene incorporada la normativa CIRSOC 201 y todas las normativas estadounidenses sobre las cuales se basa el reglamento argentino CIRSOC 101 y 301. Este ofrece la facilidad de realizar las combinaciones de carga y verificaciones tanto de E.L.U como de E.L.S según la reglamentación mencionada. Una vez definidos los estados de cargas, procedí según indica el reglamento CIRSOC 301/05. La combinación y los factores de carga son parte de la configuración que ofrece el software, así como también la posibilidad de configurar las cargas de uso que se le asignan a cada nivel y con esto, los factores de limitación de deformaciones correspondientes para realizar las verificaciones.

Otra cualidad del programa es la compatibilidad con ficheros IFC que nos permite realizar un flujo de trabajo bidireccional entre diferentes softwares enfocados a la arquitectura, ingeniería y construcción. Esto es, a partir de un único modelo 3D o “maqueta digital” en el que cada elemento componente tiene propiedades específicas como, por ejemplo, materialidad, capacidad portante o de cerramiento, capacidad aislante entre otros, obtenemos en definitiva una base de datos 3D que a través de cada programa con compatibilidad BIM nos permite extraer planos, cómputos, o como en este caso, utilizar un software de cálculo estructural basándonos en un modelo arquitectónico.

Descripción del modelado:

El modelado de la estructura global se realizó en tres etapas. La primera fue la estructura metálica y la segunda, el subsuelo y tabique de ascensor de H^oA^o. Finalmente se vincularon estas dos estructuras para luego calcular la estructura de hormigón con todas las cargas aplicadas. Como paso final calculé la cimentación.

Los pasos que seguí para el modelado de la estructura metálica fueron:

- Creación del proyecto
- Definición de las normativas a utilizar (Figura 5.3)
- Definición de niveles de la estructura
- Selección de serie de perfiles a utilizar
- Modelado de la estructura con barras (vigas y columnas)
- Selección de vinculación interna y externa
- Definición de coeficientes de pandeo global (Figura 5.4)
- Definición de coeficientes de pandeo lateral (Figura 5.5)

- Creación de paños para asignar cargas
- Asignación de cargas: Viento, Qd, Ql y peso de losas (Figura 5.6)
- Limitación de flechas de cada barra (Figura 5.7)
- Cálculo y dimensionamiento
- Ajuste del planteo estructural de acuerdo a los esfuerzos y deformaciones
- Calculo y dimensionamiento
- Selección definitiva de perfiles teniendo en cuenta criterios resistentes, económicos y estéticos

Datos generales

Normas: CIRSOC 201-2005, AISI S100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Eurocódigo 5 y Eurocódigo 9

Perfiles

Acero laminado: F-36

Acero conformado: ASTM A 36 36 ksi

Madera: Aserada, procedente de coníferas o ...

Aluminio: EN AW-5083 - F

Hormigón: H-25

Acciones

Con sismo dinámico

Resistencia al fuego

Estados límite (combinaciones)

Hipótesis adicionales

Cimentación

Proceso constructivo

Opciones

Pilares Cimentación

Vigas Uniones

Hormigón armado

Hormigón para pilares: H-25

Hormigón para vigas de forjado: H-25

Hormigón para elementos de cimentación: H-25

Acero de barras: ADN 420

Características del árido: 15 mm, 30 mm

Recubrimientos Membras de acero

Terreno de cimentación

Verificar deslizamiento de zapatas

Adherencia (a'): 0.000 kp/cm²

Ángulo de rozamiento terreno-zapata (d'): 25.00 grados

Situaciones persistentes: 2.00 kp/cm²

Situaciones sísmicas y accidentales: 3.00 kp/cm²

Ambiente

Encepados: A 2

Aceptar

Figura 5.3 – Datos generales

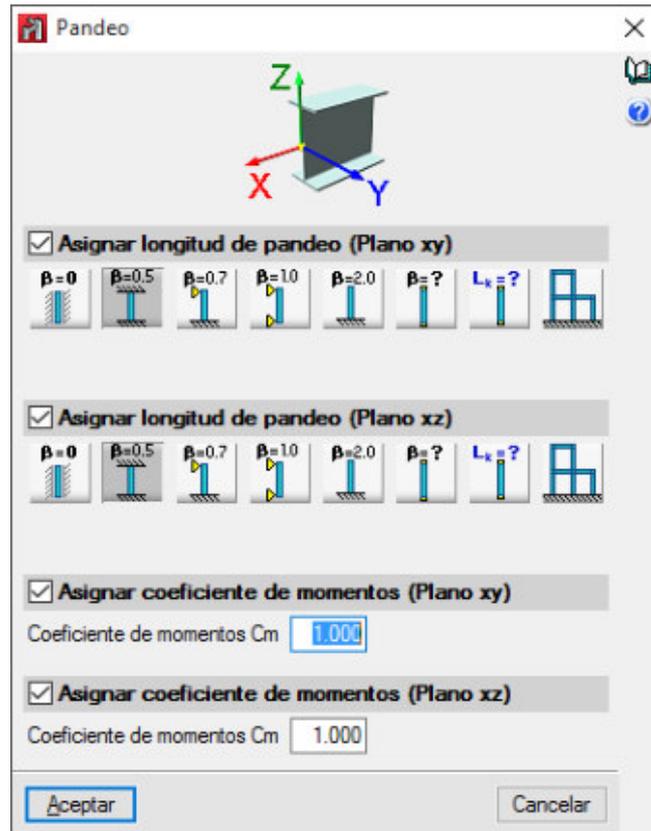


Figura 5.4 – Pandeo global

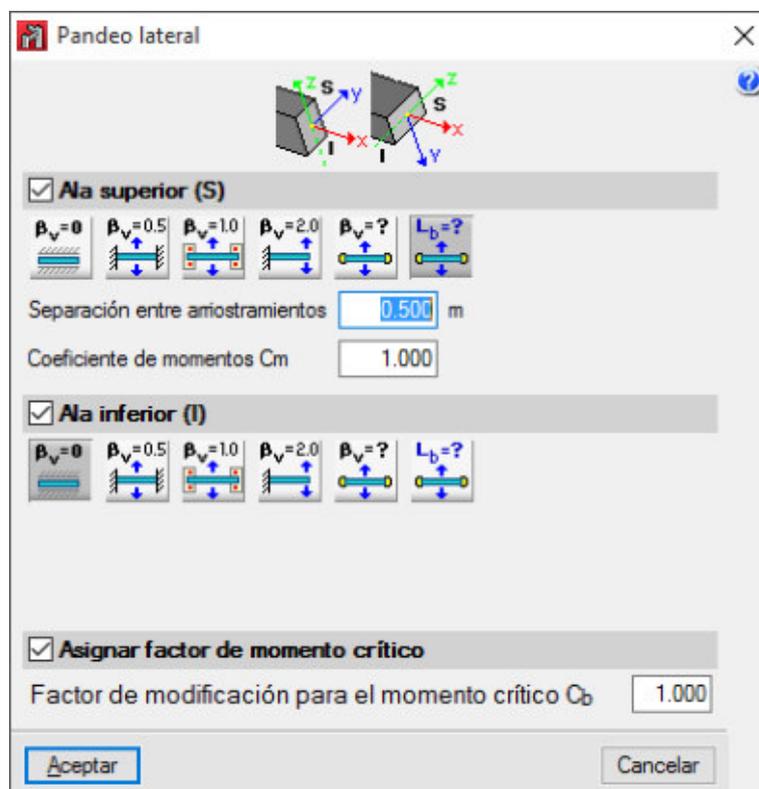


Figura 5.5 – Pandeo lateral

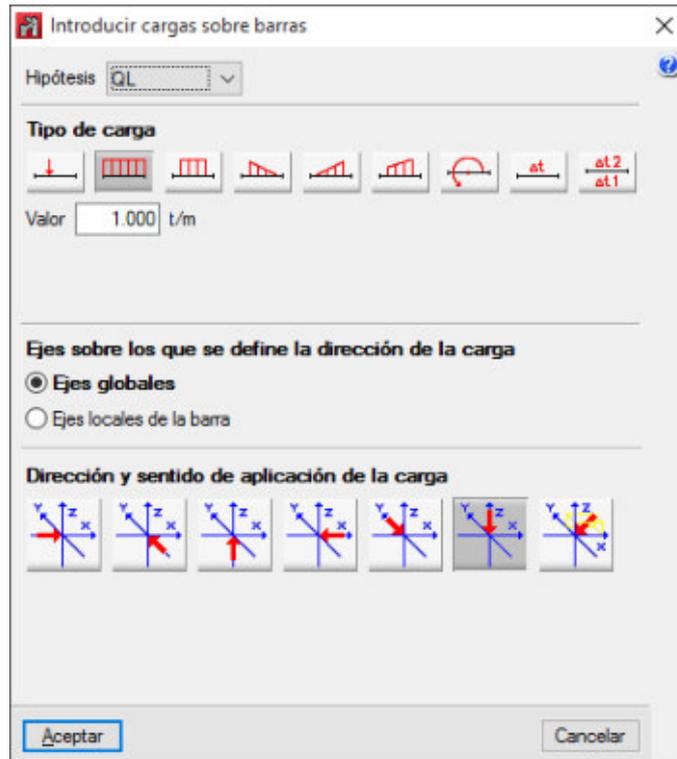


Figura 5.6 – Introducción de cargas

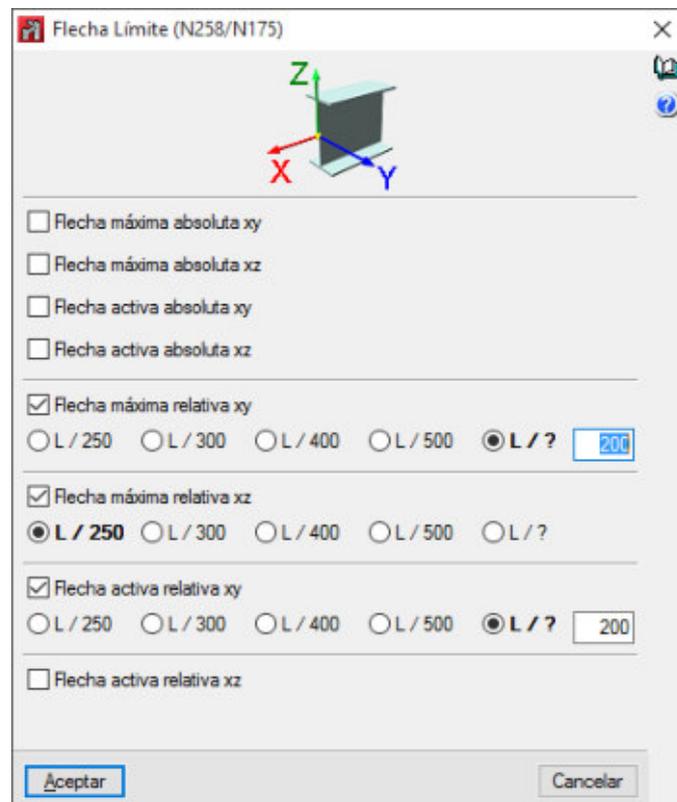


Figura 5.7 – Limitación de flechas

Los pasos que seguí para modelar la estructura de H°A° fueron:

- Creación del proyecto
- Definición de las normativas a utilizar
- Definición de las propiedades y características de los materiales (Figura 5.8)
- Definición de los diámetros disponibles de armaduras de cada elemento estructural
- Definición de las propiedades resistentes del suelo según estudio
- Definición de niveles de la estructura (Figura 5.9)
- Pre-dimensionamiento de elementos
- Creación de columnas con ayuda de una plantilla CAD o importación de modelo 3D
- Creación de vigas
- Creación de tabiques de ascensor y escalera
- Asignación de vinculación interna y externa
- Definición de puntos de vinculación entre la estructura de hormigón y metálica

Datos generales

Clave: INTEGRACION FINAL - Rev08

Descripción:

Normas: CIRSOC 201-2005, AISI 5100-2007 (LFRD), ANSI/AISC 360-10 (LFRD), Eurocódigo 5 y Eurocódigo 9

Hormigón armado

Hormigón

Forjados: H-25

Omentación: H-25

Pozos romanos: H-25

Pilares: H-25

Muros: H-25

Características del árido: 15 mm

Acero

Barras: ADN 420

Pernos: A-325

Perfiles

Acero

Laminados y armados: F-36

Conformados: ASTM A 36 36 ksi

Madera

Vigas: C24 - Viguetas: C24 - Estructuras 3D: C24

Aluminio extruido

EN AW-5083 - F

Acciones

Carga permanente y sobrecarga de uso

Con acción de viento

Con acción sísmica

Comprobar resistencia al fuego

Estados límite (combinaciones)

Hipótesis adicionales (cargas especiales)

Coeficientes de pandeo

Pilares de hormigón y muros

Bx: 0.500 By: 0.500

Pilares de acero

Bx: 0.500 By: 0.500

Ambiente

Encapados: A 2

Aceptar

Figura 5.8 – Datos generales

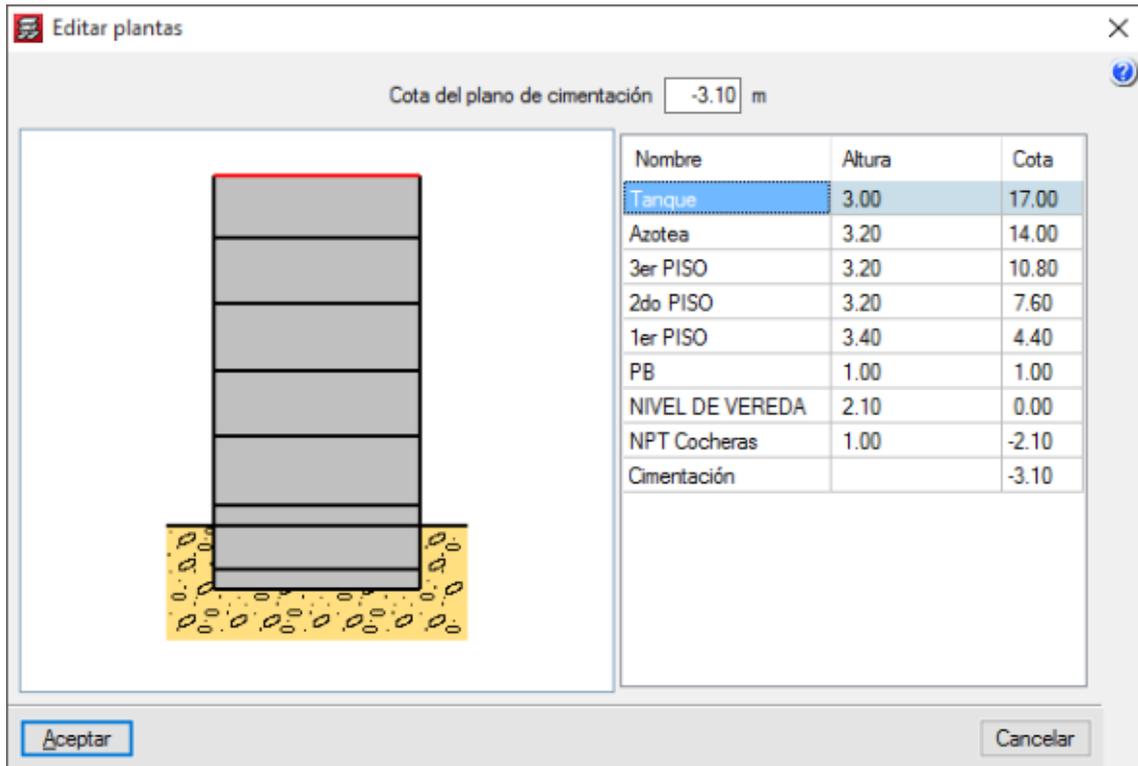


Figura 5.9 – Definición de niveles

Vinculación de modelos - estructura mixta:

- Partiendo del modelo de H°A°: inserción de la estructura metálica utilizando los vínculos anteriormente definidos
- Cálculo de la estructura de H°A°
- Ajuste de secciones de H°A°
- Ajuste de diseño estructural de la estructura metálica
- Cálculo de la estructura de H°A°
- Diseño y cálculo de fundaciones

En el modelado de la estructura mixta no se consideró la rigidez de las losas en el plano, ya que es una limitación del programa en la función de integración de estructuras. Esta simplificación en el modelado es válida para este caso en particular, ya que la estructura metálica posee un esquema estructural de gran rigidez gracias a sus pórticos que trabajan de manera eficiente en dos direcciones. Además, el impacto del viento es una carga relativamente pequeña por la ubicación y rugosidad del terreno donde se ubica la obra, es decir que el comportamiento de la estructura sería similar si se hubiese considerado esta rigidez en el cálculo. De este modo, me adapté a la limitación del software de modelado ubicándome del lado de la seguridad.

vii. **Resultados:**

A continuación, mostraré los resultados obtenidos en el modelado de la estructura mixta.

Vista del modelo de cálculo:

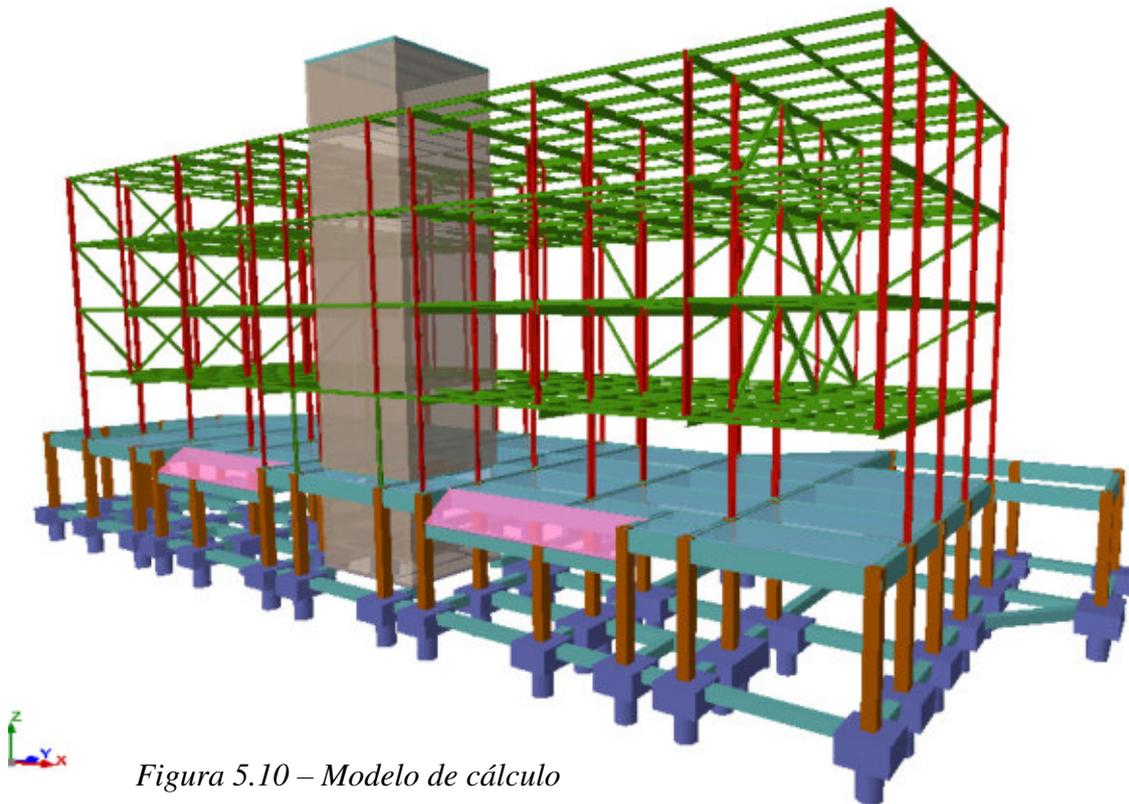


Figura 5.10 – Modelo de cálculo

La estructura metálica se resolvió completamente en perfiles W calidad F-36 debido a su eficiencia peso – resistencia y a la facilidad que representa el procesamiento en taller de una sección laminada de ama llena. Debido a que el diseño no presenta grandes luces, predominan las secciones livianas.

La estructura sostén de la losa con chapa colaborante presenta un emparrillado de perfiles livianos doblemente articulados, que se colocaron con la finalidad de evitar el uso de apuntalamiento a la hora de hormigonar. Por este motivo, puede observarse en la tabla resumen de perfiles que predomina la sección W150x13.

En la planta de subsuelo, debido a la necesidad de tener un espacio de circulación de vehículos, hay un sector longitudinal de 7,5m de luz libre. El gran peso que tiene la losa de planta baja no permite que las vigas que la sostienen reciban más carga que el peso propio y la sobrecarga de uso, por lo tanto, esta luz libre se mantiene en la estructura

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

metálica de la planta baja brindando, además, una circulación más libre en los locales comerciales. Este motivo es la razón por la cual se utilizaron diagonales en los pisos 1, 2 y 3. Estos elementos funcionan como tensores elevando la carga y centrándola en las columnas inmediatas y a su vez, se comportan como un arriostramiento frente a las cargas de viento brindando una mayor rigidez al conjunto, aunque el estudio de la estructura indica que esta última función no es requerida por esfuerzos ni por deformaciones que el viento le impone a la estructura.

A continuación, presento la tabla resumen de secciones utilizadas que luego será también utilizada para el cómputo de materiales:

Perfil	Perfil	Perfil
	(m)	(kg)
W150X13	1.525,20	19516,18
W150X13,5	38,2	519,29
W150X18	103,8	1866,22
W150X22,5	212,3	4765,28
W150X29,8	34,2	1017,5
W200X15	129,2	1936,68
W200X19,3	4,9	94,6
W200X22,5	16,2	363,71
W200X26,6	23	611,4
W200X35,9	191,1	6856,32
W200X41,7	6,8	283,98
W200X46,1	6,8	314,41
W250X17,9	102,6	1836,42
W250X22,3	14	313,21
W250X32,7	57	1873,7
W250X49,1	6,4	314,5
W250X58	3,2	186,39
W310X21	102,4	2153,77
W310X23,8	51,1	1218,26
W310X28,3	47,7	1343,55
W310X32,7	39,5	1296,93
W310X38,7	13	504,13
W310X44,5	52,2	2322,28
W360X51	26,4	1334,17
W360X64	6,6	421,22
W410X46,1	13,2	609,17
W410X53	16,2	869,84
W410X60	26,4	1574,11
W460X52	52,7	2751,07
Peso total de la estructura (kg)		59068,29

En lo que respecta a la estructura de hormigón, se conforma por un esquema de vigas y columnas que presentan continuidad con la estructura metálica. Las secciones de las columnas son en su mayoría de 40x40cm y las vigas varían entre 25x70cm y 25x100cm. Todos los paños de la losa de planta baja tienen un espesor de 14 cm con armadura principal inferior $\varnothing 8$ c/20cm y de repartición $\varnothing 6$ c/20cm y $\varnothing 8$ c/20 en algunos casos. En las zonas de la losa que presentan forma triangular, el cálculo arrojó armadura $\varnothing 10$ c/20cm en el sentido principal y $\varnothing 8$ c/20 en repartición.

El tabique de ascensor y escalera tiene un espesor en todas sus caras de 15cm en el subsuelo, y 10cm desde planta baja hasta la azotea. La planilla de armaduras de este elemento estructural se adjunta en el anexo de verificaciones.

Finalmente, en la cimentación opté por utilizar pilotes $\varnothing 80$ cm, un largo de 8m que arrojó una capacidad portante de 62,4 tn según el estudio de suelo utilizado como referencia. Los mismos se utilizaron simples y dobles, ambos con cabezal según cálculo y vigas de atado de 50x40cm según detalle anexo.

La cimentación del tabique de ascensor, por facilidad se modeló de manera individual colocando un cabezal tipo platea que recibe las cargas de cada tabique y las reparte a seis pilotes. De esta manera logro tomar el momento de todo el núcleo de tabiques con la distancia que ofrece en planta la separación de cada pilote, además de la capacidad portante vertical de los pilotes siendo esta, a mí criterio, la solución más eficiente luego de haber evaluado la posibilidad de utilizar otras fundaciones.

viii. Dimensionamiento y verificaciones:

Para exponer el método de verificación, opté extraer una verificación de cada material y elemento estructural:

- Columna de hormigón
- Viga de hormigón
- Losa de hormigón
- Tabique de hormigón
- Columna metálica
- Viga metálica
- Losa Steel Deck
- Uniones metálicas típicas con detalles
- Cabezal de pilote simple
- Cabezal de pilote doble
- Viga de atado

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

Además, se adjunta con esta presentación, un CD con todas las verificaciones en formato digital y los modelos de cálculo en formato .c3e (CypeCAD), .ed3 (Cype3D), .unm (Cype-Connect) y los modelos de diseño en formato .dwg (Autocad) y .pln (Archicad).

En el ANEXO III se encuentra el dimensionamiento y verificaciones de cada elemento estructural mencionado anteriormente, junto con un detalle de armado cuando corresponda.

Capítulo VI:

PROYECTO HIDRÁULICO

i. Reglamentación local:

A la hora de proyectar una obra de ingeniería, el municipio de la ciudad de Venado Tuerto a través del Plan de Desarrollo Territorial, exige el cumplimiento de ciertos parámetros relacionados con la impermeabilización del terreno y un accionar frente al excedente hídrico que causa una edificación.

Las ordenanzas locales exponen medidas no estructurales como los índices “Factor de impermeabilidad del suelo” (FIS) y el “Factor de impermeabilidad total” (FIT) que deben cumplimentarse y aprobarse para lograr obtener el permiso de obra (considerados en la etapa de diseño del edificio). También se exponen medidas estructurales mediante la aplicación de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible que tienen el fin de lograr la desaceleración del escurrimiento en cuencas urbanas. Estas medidas dan como resultado beneficios hidrológicos, paisajísticos, ambientales, sociales y urbanos y económicos.

La clasificación vigente para emplear medidas estructurales que se detalla en la Ordenanza 4605/15, es la siguiente:

- Edificaciones con un área construida menor a 300m² – No aplica medida estructural
- Edificaciones con un área mayor a 300m² y menor a 500m² – Aplica medida estructural
- Edificaciones con un área mayor a 500m² – Aplica estudio de impacto hidrológico cero y medida estructural que resuelva el excedente en cuestión.

En el caso del edificio de Oficinas, se debe realizar un estudio denominado “Impacto hidrológico cero” que consiste en determinar el caudal que escurre en el terreno en su estado natural y lograr mediante medidas estructurales que el terreno edificado no escurra un caudal mayor al calculado inicialmente. Este volumen de agua a tratar se calculará para un tiempo de concentración de 10 minutos y con una recurrencia de 10 años.

En este caso se optó por la ejecución de un sistema de amortiguación del volumen de agua de lluvia compuesto por un techo verde, que además de las propiedades desarrolladas anteriormente, tiene la capacidad de absorber, retener y filtrar el agua de lluvia funcionando en conjunto con una pileta de retención en planta baja. Esta pileta de retención cumple la función de acumular un volumen de agua hasta una cota especificada en la que se producirá un rebalse y mientras tanto, expulsará constantemente el caudal calculado inicialmente correspondiente al escurrimiento del terreno en su estado natural. Es decir que, para una intensidad de lluvia y duración de diseño especificada, el excedente de agua que causa la edificación respecto al escurrimiento del terreno natural, será retenida en una pileta y expulsada a caudal constante igual al caudal de escurrimiento del terreno natural. De esta manera logramos no sobrecargar el sistema de desagüe pluvial de la ciudad en los momentos de máxima demanda ayudando a evitar la veloz y abundante acumulación de agua en las zonas bajas de la ciudad.

ii. Cálculo de impacto hidrológico cero:

Método Racional – Caudal Máximo de Diseño

Hipótesis consideradas:

- Baja recurrencia – Recurrencia adoptada: 10 años
- Cuencas Pequeñas hasta 2,5 km² - Superficie de la cuenca: 0.0009575 km²
- Uniformidad espacial de lluvias
- Tiempo de concentración – TC = 10 minutos

Terreno natural: 50m x 19.15m = 957.5m² = 0.0009575km²

Cálculo del caudal máximo de escurrimiento:

$$Q = \frac{C * I (DR) * A}{3.60} m^3/seg$$

C = coeficiente de escurrimiento

I = Intensidad media máxima de lluvia en función del tiempo de concentración y recurrencia

a) Cuenca. Análisis morfométrico

AREA	957.5	m2	0.0009575	Km2
Longitud cauce principal:	53.54	m		
Pendiente:	0.005	m/m		
Factor de impermeabilidad del suelo:	0.06			
Factor de impermeabilidad del total:	0.06			

b) Coeficiente de escurrimiento (CHOW 1994)

- Áreas no desarrolladas, recurrencia 10 años, baja pendiente C= 0,10
- Áreas desarrolladas, recurrencia 10 años, techos y pavimentos C= 0,83
- Áreas desarrolladas, recurrencia 10 años, zonas verdes C= 0,25

c) Intensidad media máxima de lluvia

La intensidad media máxima se determina a partir de curvas Intensidad – Duración – recurrencia (IDR) de Venado Tuerto.

Curvas I-D-F Venado Tuerto

Ecuación de Sherman de 3 parámetros: $i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$

R (años)	α	β	γ	Rango D	ERP %
1	925.18	15.00	0.8000	5 < D < 720	6.14
2	953.14	9.75	0.761	5 < D < 720	3.91
5	991.40	6.99	0.717	5 < D < 720	1.97
10	1021.36	5.20	0.6932	5 < D < 720	0.74
15	1039.30	4.60	0.68	5 < D < 720	0.40
25	1062.35	3.85	0.6650	5 < D < 720	0.86
50	1094.46	2.60	0.644	5 < D < 720	2.14
100	1127.53	1.70	0.63	5 < D < 720	3.10

Figura 6.1 – Curvas IDF Venado Tuerto

Para una recurrencia de 10 años:

- $\alpha = 1021.36$
- $\beta = 5.20$
- $\gamma = 0.6932$
- $D = 10$

$$i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

$$i = \frac{1021.36}{(5.20 + 10)^{0.6932}}$$

$$i = 155\text{mm}$$

d) Caudal máximo de diseño

Terreno natural:

$$Q = \frac{C * I (DR) * A}{3.60} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = \frac{0.1 * 155\text{mm} * 0.0009575 \text{ km}^2}{3.60} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 0.004123 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Terreno edificado:

En el cálculo del caudal generado por la impermeabilización no se consideró la retención de agua de la cubierta verde, es decir que se consideró esa área como losa de hormigón.

Superficies de aporte	Sup (m2)	Sup (km2)	C
CUBIERTA LOSA H°A°	580.15	0.00058015	0.83
PLATEA DE H°A°	125.9	0.0001259	0.83
		706.05	0.00070605

Por lo tanto:

$$Q = \frac{C * I (DR) * A}{3.60} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = \frac{0.83 * 155\text{mm} * 0.00070605 \text{ km}^2}{3.60} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 0.02523 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal de agua a regular:

$$Q = Q_0 - Q_{tn}$$

$$Q = 0.02523 \text{ m}^3/\text{seg} - 0.004123 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\mathbf{Q = 0.0211 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

Volumen de agua a regular:

$$V = 1.5 * T_c * Q \text{ m}^3$$

$$V = 1.5 * 600 * 0.0211$$

$$\mathbf{V = 18.99 \text{ m}^3}$$

e) **Cálculo del diámetro de los conductos de descarga**

$$\phi = \left(\frac{3.21 * n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

- n: Coeficiente e rugosidad = 0.012
- Q: Caudal de escurrimiento de terreno natural = 0.004123 m³/seg
- S: Pendiente de la tubería = 0.015 m/m
- ϕ : Diámetro de cálculo

$$\phi = \left(\frac{3.21 * 0.012 * 0.004123}{0.015^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$\mathbf{\phi = 0.083 \text{ m}}$$

La descarga adoptada del reservorio es de 1 ϕ 110mm.

iii. **Resultado del estudio:**

Caudal de escurrimiento antes de la realización de la obra:

$$Q = 0.004123 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal de escurrimiento con la edificación concluida:

$$Q = 0.02523 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal de escurrimiento a regular:

$$Q = 0.0211 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Volumen final a tratar:

$$V = 18.99 \text{ m}^3$$

Según el estudio de la cuenca donde se emplazará la obra, se determinó que el volumen final a tratar es de 18.99 m³, para un evento de 1,5 veces el Tiempo de concentración TC (según requerimiento por ordenanza municipal N° 4605/2015), la descarga del reservorio deberá materializarse con 1 ø 110mm. Se materializará también, un rebalse con 2 ø 110mm para lluvias que sobrepasen la considerada en el cálculo.

Cálculo del volumen del reservorio a construir:

Considerando que el nivel de planta baja está a +1m respecto al nivel de vereda, tengo una altura disponible para 0.7 m para almacenar agua y evacuarla sin necesidad de bombeo, calculo el área en planta necesaria.

$$A = \frac{V}{h} \text{ m}^2$$

$$A = \frac{18.99 \text{ m}^3}{0.7 \text{ m}}$$

$$A = 27.13 \text{ m}^2$$

Capítulo VII:

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

i. Planilla de rubros considerados en el presupuesto:

PLANILLA DE RUBROS		
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD
1	DEMOLICIONES	
1.1	Demolición estructura metálica	m2
1.2	Demolición de edificación de mampostería	m2
1.3	Demolición de pisos	m2
2	MOVIMIENTO DE SUELOS	
2.1	Retiro de suelo	m3
2.2	Perforación de pilotes	m3
2.3	Excavación de cabezales y vigas de fundación	m3
2.4	Escarificación y compactación de subrasante e=15cm. Cal 3%	m2
2.5	Provisión de suelo seleccionado	m3
2.6	Terraplén miento y perfilado de elevación rampas	m3
3	REPLANTEO	
3.1	Replanteo	m2
4	FUNDACIONES	
4.1	Llenado de pilotes	m3
4.2	Llenado de cabezales	m3
4.3	Llenado de vigas de fundación	m3
5	PISO DE HORMIGÓN	
5.1	Piso de hormigón e=15cm.	m2
6	ESTRUCTURA DE HORMIGÓN	
6.1	Columnas	m3
6.2	Tabiques e=15cm	m2
6.3	Tabiques e=10cm	m2
6.4	Vigas	m3
6.5	Losas entrepiso e=14cm	m2
6.6	Escaleras	m3
6.7	Zapata corrida hormigón pobre - Mampostería subsuelo/ medianera	m3

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

7	MAMPOSTERÍA	
7.1	Mampostería medianera e=30cm.	m2
8	LOSA CON CHAPA COLABORANTE	
8.1	Entrepiso con chapa colaborante	m2
9	ESTRUCTURA METÁLICA	m3
9.1	Perfilería	tn
10	CERRAMIENTO LATERAL VIDRIADO	
10.1	Sistema Spider	U
10.2	Vidrio DVH	m2
10.3	Vidrio simple - Planta baja	m2
11	TABIQUERÍA INTERNA	
11.1	Tabique de placa de yeso doble sobre estructura de chapa galvanizada e= 0,2 cm	m2
12	FINAL DE OBRA	
12.1	Limpieza y retiro de escombros	m2

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

ii. Precios unitarios considerados en el presupuesto (sin impuestos):

PLANILLA DE PRECIOS UNITARIOS

DEMOLICIONES						
1.1	Demolición estructura metálica					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:						
* Ayudante	1,5	Hora/m2	248,00	\$/m2	372,00	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					372,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					372,00	\$/m2
Costo total del rubro					372,00	\$

1.2	Demolición de edificación de mampostería					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:						
* Ayudante	2,0	Hora/m2	248,00	\$/m2	496,00	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					496,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					496,00	\$/m2
Costo total del rubro					496,00	\$

1.3	Demolición de pisos					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:						
* Ayudante	0,2	Hora/m2	248,00	\$/m2	49,60	\$/m2
Equipos						
* Retroexcavadora	1,0	gl/gl	400,00	\$/m2	400,00	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					49,60	\$/m2
SUBTOTAL EQUIPOS					400,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					449,60	\$/m2
Costo total del rubro					449,60	\$

MOVIMIENTO DE SUELOS						
2.1	Retiro de suelo					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:						
* Oficial	0,75	Hora/m3	293	\$/h	219,75	\$/h
Equipos						
* Retroexcavadora	1,0	gl/gl	240,00	\$/m3	240,00	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA					219,75	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS					240,00	\$/m3
COSTO NETO TOTAL					459,75	\$/m3
Costo total del rubro					459,75	\$

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

2.2		Perforación de pilotes					m3
DESCRIPCION		Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:							
* Oficial		0,5	Hora/m3	293,00	\$/m3	146,50	\$/m3
Equipos							
* Pilotera		1,0	gl/gl	820,00	\$/m3	820,00	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA						146,50	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS						820,00	
COSTO NETO TOTAL						966,50	\$/m3
Costo total del rubro						966,50	\$

2.3		Excavacion de cabezales y vigas de fundación					m3
DESCRIPCION		Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:							
* Oficial		1,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	293,00	\$/m3
Equipos							
* Retroexcavadora		1,0	gl/gl	157,00	\$/m3	157,00	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA						293,00	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS						157,00	
COSTO NETO TOTAL						450,00	\$/m3
Costo total del rubro						450,00	\$

2.4		Escarificacion y compactación de subrasante e=15cm. Cal 3%					m2
DESCRIPCION		Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:							
* Cal		7,5	kg/m3	8	\$/kg	60,00	\$/m2
Mano de obra:							
* Oficial		0,2	Hora/m2	293,00	\$/m2	58,60	\$/m2
Equipos							
* Motoniveladora y compactador		1,0	m2/m2	190,00	\$/m2	190,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES						60,00	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA						58,60	\$/m2
SUBTOTAL EQUIPOS						190,00	
COSTO NETO TOTAL						308,60	\$/m2
Costo total del rubro						308,60	\$

2.5		Provision de suelo seleccionado					m3
DESCRIPCION		Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:							
Mano de obra:							
* Ayudante		0,0	Hora/m3	0,00	\$/m3	0,00	\$/m3
Equipos:							
* Provision de suelo seleccionado		1,0	m3/m3	372,00	\$/m3	372,00	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA						0,00	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS						372,00	
COSTO NETO TOTAL						372,00	\$/m3
Costo total del rubro						372,00	\$

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

2.6		Terraplenamiento y perfilado de elevación rampas				m3	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
Mano de obra:							
* Oficial	1,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	293,00	\$/m3	
Equipos							
* Retroexcavadora	1,0	gl/gl	157,00	\$/m3	157,00	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					293,00	\$/m3	
SUBTOTAL EQUIPOS					157,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					293,00	\$/m3	
Costo total del rubro					293,00	\$	

REPLANTEO							
3.1		Replanteo				m2	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Mano de obra:							
* Oficial	0,1	Hora/m2	293,00	\$/m2	29,30	\$/m2	
* Ayudante	0,1	Hora/m2	248,00	\$/m2	24,80	\$/m2	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					54,10	\$/m2	
COSTO NETO TOTAL					54,10	\$/m2	
Costo total del rubro					54,10	\$	

FUNDACIONES							
4.1		Llenado de pilotes				m3	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	4875	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	83,20	kg/m3	53,70	\$/m3	4467,84	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	4,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	1172,00	\$/m3	
* Ayudante	8,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	1984,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					9342,84	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3156,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					12498,84	\$/m3	
Costo total del rubro					12498,84	\$	

4.2		Llenado de cabezales				m3	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,000	m3/m3	4875	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	54,00	kg/m3	64,85	\$/m3	3501,90	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	4,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	1172,00	\$/m3	
* Ayudante	8,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	1984,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					8376,90	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3156,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					11532,90	\$/m3	
Costo total del rubro					11532,90	\$	

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

4.3		Llenado de vigas de fundación				m3	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	4875	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	32,00	kg/m3	64,85	\$/m3	2075,20	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	4,00	Hora/m3	293,00	\$/m3	1172,00	\$/m3	
* Ayudante	8,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	1984,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					6950,20	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3156,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					10106,20	\$/m3	
Costo total del rubro					10106,20	\$	

PISO DE HORMIGÓN							
5.1		Piso de hormigón e=15cm.				m2	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m2/m2	812,5	\$/m3	812,50	\$/m2	
* Acero ADN-420	22,30	kg/m2	64,85	\$/m3	1446,16	\$/m2	
Mano de obra:							
* Oficial	2,00	Hora/m2	293,00	\$/m3	586,00	\$/m2	
* Ayudante	4,0	Hora/m2	248,00	\$/m3	992,00	\$/m2	
SUBTOTAL MATERIALES					2258,66	\$/m2	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1578,00	\$/m2	
COSTO NETO TOTAL					3836,66	\$/m2	
Costo total del rubro					3836,66	\$	

ESTRUCTURA DE HORMIGÓN							
6.1		Columnas				m3	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	812,5	\$/m3	812,50	\$/m3	
* Acero ADN-420	74,60	kg/m3	64,85	\$/m3	4837,81	\$/m3	
* Encofrados	1,00	gl/m3	1020,00	\$/m3	1020,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	4,00	Hora/m3	293,00	\$/m3	1172,00	\$/m3	
* Ayudante	8,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	1984,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					6670,31	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3156,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					9826,31	\$/m3	
Costo total del rubro					9826,31	\$	

6.2		Tabiques e=15cm				m2	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m2/m2	812,5	\$/m2	812,50	\$/m2	
* Acero ADN-420	27,40	kg/m2	64,85	\$/m2	1776,89	\$/m2	
* Encofrados	1,00	gl/m3	1020,00	\$/m2	1020,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	3,00	Hora/m2	293,00	\$/m2	879,00	\$/m2	
* Ayudante	6,00	Hora/m2	248,00	\$/m2	1488,00	\$/m2	
SUBTOTAL MATERIALES					3609,39	\$/m2	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2367,00	\$/m2	
COSTO NETO TOTAL					5976,39	\$/m2	
Costo total del rubro					5976,39	\$	

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

6.3		Tabiques e=10cm					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m2/m2	696,4	\$/m2	696,43	\$/m2	
* Acero ADN-420	24,40	kg/m2	64,85	\$/m2	1582,34	\$/m2	
* Encofrados	1,00	g/m3	1020,00	\$/m2	1020,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	3,00	Hora/m2	293,00	\$/m2	879,00	\$/m2	
* Ayudante	6,00	Hora/m2	248,00	\$/m2	1488,00	\$/m2	
SUBTOTAL MATERIALES					3298,77	\$/m2	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2367,00	\$/m2	
COSTO NETO TOTAL					5665,77	\$/m2	
Costo total del rubro					5665,77	\$	

6.4		Vigas					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	4875,0	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	24,40	kg/m3	64,85	\$/m3	1582,34	\$/m3	
* Encofrados	1,00	g/m3	1020,00	\$/m3	1020,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	6,20	Hora/m3	293,00	\$/m3	1816,60	\$/m3	
* Ayudante	11,00	Hora/m3	248,00	\$/m3	2728,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					7477,34	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4544,60	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					12021,94	\$/m3	
Costo total del rubro					12021,94	\$	

6.5		Losas entrepiso e=14cm					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	4875,0	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	34,70	kg/m3	64,85	\$/m3	2250,30	\$/m3	
* Encofrados	1,00	g/m3	1020,00	\$/m3	1020,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	6,20	Hora/m3	293,00	\$/m3	1816,60	\$/m3	
* Ayudante	11,00	Hora/m3	248,00	\$/m3	2728,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					8145,30	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4544,60	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					12689,90	\$/m3	
Costo total del rubro					12689,90	\$	

6.6		Escaleras					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
Materiales:							
* Hormigón H-25	1,00	m3/m3	4875,0	\$/m3	4875,00	\$/m3	
* Acero ADN-420	69,10	kg/m3	64,85	\$/m3	4481,14	\$/m3	
* Encofrados	1,00	g/m3	1275,00	\$/m3	1275,00	\$/m3	
Mano de obra:							
* Oficial	8,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	2344,00	\$/m3	
* Ayudante	13,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	3224,00	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES					10631,14	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					5568,00	\$/m3	
COSTO NETO TOTAL					16199,14	\$/m3	
Costo total del rubro					16199,14	\$	

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

6.7 Zapata corrida hormigón pobre - Mampostería subsuelo/ medianera						m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Hormigón pobre	1,00	m3/m3	2875,0	\$/m3	2875,00	\$/m3
Mano de obra:						
* Oficial	1,0	Hora/m3	293,00	\$/m3	293,00	\$/m3
* Ayudante	3,0	Hora/m3	248,00	\$/m3	744,00	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES					2875,00	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1037,00	\$/m3
COSTO NETO TOTAL					3912,00	\$/m3
Costo total del rubro					3912,00	\$

MAMPOSTERÍA						
7.1 Mampostería medianera e=30cm.						m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Ladrillo común de 30cm	140	U/m2	6	\$/U	840	\$/m2
* Cemento avellanada de 50kg	10	Kg/m2	7,4	\$/kg	74	\$/m2
* Cemento albañilería Hercul x 40kg	40	Kg/m2	7,5	\$/kg	300	\$/m2
* Arena	0,3	m³/m2	1550	\$/m3	465	\$/m2
Mano de obra:						
* Oficial	1,5	Hora/m2	293,00	\$/m2	439,50	\$/m2
* Ayudante	3,0	Hora/m2	248,00	\$/m2	744,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES					1679,00	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1183,50	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					2862,50	\$/m2
Costo total del rubro					2862,50	\$

LOSA CON CHAPA COLABORANTE						
8.1 Entrepiso con chapa colaborante						m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Chapa colaborante	1	m2/m2	574,6	\$/m2	574,6	\$/m2
* Malla electrosoldada	1	m2/m2	387	\$/m2	387	\$/m2
* Hormigón H-25	0,08	m3/m2	4875,00	\$/m2	375	\$/m2
Mano de obra:						
* Oficial	4,0	Hora/m2	293,00	\$/m2	1172,00	\$/m2
* Ayudante	6,0	Hora/m2	248,00	\$/m2	1488,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES					1336,60	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2660,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					3996,60	\$/m2
Costo total del rubro					3996,60	\$

ESTRUCTURA METÁLICA						
9.1 Perfilería						tn
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Perfilería F-36	1	\$/tn	64900	\$/tn	64900	\$/tn
Mano de obra:						
* Oficial	250,0	Hora/tn	293,00	\$/tn	73250,00	\$/tn
SUBTOTAL MATERIALES					64900,00	\$/tn
SUBTOTAL MANO DE OBRA					73250,00	\$/tn
COSTO NETO TOTAL					138150,00	\$/tn
Costo total del rubro					138150,00	\$

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

CERRAMIENTO LATERAL						
10.1	Sistema Spider					U
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Arañas y accesorios	1	U/U	2400	\$/U	2400	\$/U
Mano de obra:						
* Oficial	1,0	Hora/U	293,00	U	293,00	\$/U
* Ayudante	1,0	Hora/U	248,00	U	248,00	\$/U
SUBTOTAL MATERIALES					2400,00	\$/U
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					541,00	\$/U
COSTO NETO TOTAL (D)					2941,00	\$/U
Costo total del rubro					2941,00	\$

10.2	Vidrio DVH					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* DVH (6-12-6)	1	m2/m2	5370	\$/m2	5370	\$/m2
Mano de obra:						
* Oficial	0,8	Hora/m2	293,00	m2	234,40	\$/m2
* Ayudante	0,5	Hora/m2	248,00	m2	124,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES					5370,00	\$/tn
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					358,40	\$/m2
COSTO NETO TOTAL (D)					5728,40	\$/m2
Costo total del rubro					5728,40	\$

10.3	Vidrio simple - Planta baja					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Vidrio 8mm	1	m2/m2	2850	\$/m2	2850	\$/m2
Mano de obra:						
* Oficial	1,0	Hora/m2	293,00	m2	293,00	\$/m2
* Ayudante	1,0	Hora/m2	248,00	m2	248,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES					2850,00	\$/tn
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					541,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL (D)					3391,00	\$/m2
Costo total del rubro					3391,00	\$

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

TABIQUERÍA INTERNA						
	11.1	Tabique de placa de yeso doble sobre estructura de chapa galvanizada e= 0,2 cm				m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Materiales:						
* Tabique de placa de yeso	2	m2	138,6	\$/m2	277,2	\$/m2
* Solera 70 mm	2	m	51,9	\$/m	103,7	\$/m2
* Montante 69 mm	2	m	51,9	\$/m	103,7	\$/m2
* Tornillos T1	10	U	1,0	\$/U	10,5	\$/m2
* Tornillos T2	15	U	1,0	\$/U	15,7	\$/m2
* Tornillos T3	30	U	1,0	\$/U	31,5	\$/m2
* Masilla	2	kg	61,6	\$/kg	123,2	\$/m2
* Cinta de papel	4	m	4,8	\$/U	19,3	\$/m2
* Enduido	2	1	35,2	\$/L	70,4	\$/m2
* Fijaciones	4	U	4,4	\$/U	17,7	\$/m2
* Material Aislante	2	m2	282,3	\$/m2	564,6	\$/m2
Mano de obra:						
* Oficial	1,0	Hora/m2	293,00	\$/m2	293,00	\$/m2
* Ayudante	2,0	Hora/m2	248,00	\$/m2	496,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES					1337,53	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA					789,00	\$/m2
COSTO NETO TOTAL					2126,53	\$/m2
Costo total del rubro					2126,53	\$

FINAL DE OBRA						
	12.1	Limpieza y retiro de escombros				m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
Mano de obra:						
* Ayudante	0,200	Hora/m2	248,00	m2	49,60	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					49,60	\$/m2
COSTO NETO TOTAL (D)					49,60	\$/m2
Costo total del rubro					49,60	\$

Salarios básicos Zona “A” – Septiembre 2019:

Mes	Categoría	Zona "A"
		Salario Básico
Sept 19	Oficial Especial	\$ 344,00
	Oficial	\$ 293,00
	Medio Oficial	\$ 270,04
	Ayudante	\$ 248,00
	Sereno	\$ 44.959,00

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

PLANILLA DE PRESUPUESTO										CR= 1-8		APLICANDO CR	
RUBRO	DESCRIPCIÓN	U.	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL	COSTO UNITARIO x CR	PRECIO DE VENTA	TOTALES PARCIALES	% INC.				
DEMOLICIONES													
1	Demolición estructura metálica	m2	480	\$ 372,00	\$ 178.560,00	\$ 669,60	\$ 321.408,00						
1.1	Demolición estructura metálica	m2	246	\$ 496,00	\$ 122.016,00	\$ 892,80	\$ 219.628,80						
1.2	Demolición de edificación de mampostería	m2	1081	\$ 449,60	\$ 486.017,60	\$ 809,28	\$ 874.831,68						
1.3	Demolición de pisos	m2						\$ 1.415.868,48	1,2%				
MOVIMIENTO DE SUELOS													
2	Retiro de suelo	m3	2471,0	\$ 459,75	\$ 1.136.042,25	\$ 827,55	\$ 2.044.876,05						
2.1	Perforación de pilotes	m3	297,4	\$ 966,50	\$ 287.457,20	\$ 1.739,70	\$ 517.422,97						
2.2	Excavación de cabezales y vigas de fundación	m3	472,5	\$ 450,00	\$ 212.605,20	\$ 810,00	\$ 382.689,36						
2.3	Escarificación y compactación de subrasante e=15cm. Cal 3%	m2	706,0	\$ 308,60	\$ 217.871,60	\$ 555,48	\$ 392.168,88						
2.4	Provisión de suelo seleccionado	m3	151,8	\$ 372,00	\$ 56.469,60	\$ 669,60	\$ 101.645,28						
2.5	Terraplenamiento y perfilado de elevación rampas	m3	26,3	\$ 293,00	\$ 7.705,90	\$ 527,40	\$ 13.870,62						
2.6								\$ 3.452.673,16	3,0%				
REPLANTEO													
3	Replanteo	m2	706	\$ 54,10	\$ 38.194,60	\$ 97,38	\$ 68.750,28						
3.1								\$ 68.750,28	0,1%				
FUNDACIONES													
4	Llenado de pilotes	m3	297,4208	\$ 12.498,84	\$ 3.717.414,99	\$ 22.497,91	\$ 6.691.346,99						
4.1	Llenado de pilotes	m3	383,656	\$ 11.532,90	\$ 4.424.666,28	\$ 20.759,22	\$ 7.964.399,31						
4.2	Llenado de cabezales	m3	88,8	\$ 10.106,20	\$ 897.430,56	\$ 18.191,16	\$ 1.615.375,01						
4.3	Llenado de vigas de fundación	m3						\$ 16.271.121,30	14,1%				
PISO DE HORMIGÓN													
5	Piso de hormigón e=15cm.	m2	706	\$ 3.836,66	\$ 2.708.678,43	\$ 6.905,98	\$ 4.875.621,17						
5.1								\$ 4.875.621,17	4,2%				
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN													
6	Columnas	m3	29,52	\$ 9.826,31	\$ 290.072,67	\$ 17.687,36	\$ 522.130,81						
6.1	Columnas	m3	211,6	\$ 5.976,39	\$ 1.264.604,12	\$ 10.757,50	\$ 2.276.287,42						
6.2	Tabiques e=15cm	m2	825,6	\$ 5.665,77	\$ 4.677.638,53	\$ 10.198,38	\$ 8.419.785,36						
6.3	Tabiques e=10cm	m2											
6.4	Vigas	m3	171,6	\$ 12.021,94	\$ 2.062.964,90	\$ 21.639,49	\$ 3.713.336,83						
6.5	Losas entrepiso e=14cm	m2	575	\$ 12.689,90	\$ 7.296.689,63	\$ 22.841,81	\$ 13.134.041,33						
6.6	Escaleras	m3	7,2	\$ 16.199,14	\$ 116.633,77	\$ 29.158,44	\$ 209.940,79						
6.7	Zapata corrida hormigón pobre - Mampostería subsuelo/ medianera	m3	31,92	\$ 3.912,00	\$ 124.871,04	\$ 7.041,60	\$ 224.767,87						
6.8								\$ 28.500.290,40	24,7%				
MAMPOSTERÍA													
7	Mampostería medianera e=30cm.	m2	425,6	\$ 2.862,50	\$ 1.218.280,00	\$ 5.152,50	\$ 2.192.904,00						
7.1								\$ 2.192.904,00	1,9%				
LOSA CON CHAPA COLABORANTE													
8	Entrepiso con chapa colaborante	m2	2300	\$ 3.996,60	\$ 9.192.180,00	\$ 7.193,88	\$ 16.545.924,00						
8.1								\$ 16.545.924,00	14,4%				
ESTRUCTURA METÁLICA													
9	Periferia	tn	59,068	\$ 138.150,00	\$ 8.160.244,20	\$ 248.670,00	\$ 14.688.439,56						
9.1								\$ 14.688.439,56	12,8%				
CERRAMIENTO LATERAL VIDRIADO													
10	Sistema Spider	U	240	\$ 2.941,00	\$ 705.840,00	\$ 5.293,80	\$ 1.270.512,00						
10.1	Vidrio DVH	m2	1121	\$ 5.728,40	\$ 6.421.536,40	\$ 10.311,12	\$ 11.588.765,52						
10.2	Vidrio simple - Planta baja	m2	1996,5	\$ 3.391,00	\$ 6.770.131,50	\$ 6.103,80	\$ 12.186.236,70						
10.3								\$ 25.015.514,22	21,7%				
TABICUERÍA INTERNA													
11	Tabique de placa de yeso doble sobre estructura de chapa galvanizada e=0,2 cm	m2	433,3	\$ 2.126,53	\$ 921.425,45	\$ 3.827,75	\$ 1.658.565,81						
11.1								\$ 1.658.565,81	1,4%				
FINAL DE OBRA													
12	Limpieza y retiro de escombros	m2	5400	\$ 49,60	\$ 267.840,00	\$ 89,28	\$ 482.112,00						
12.1								\$ 482.112,00	0,4%				
										\$ 63.982.102,44	\$ 115.167.784,38	100%	

iii. **Análisis de costos y precio de venta:**

Analizando la influencia de los costos por rubros del presupuesto, podemos ver los siguientes resultados:

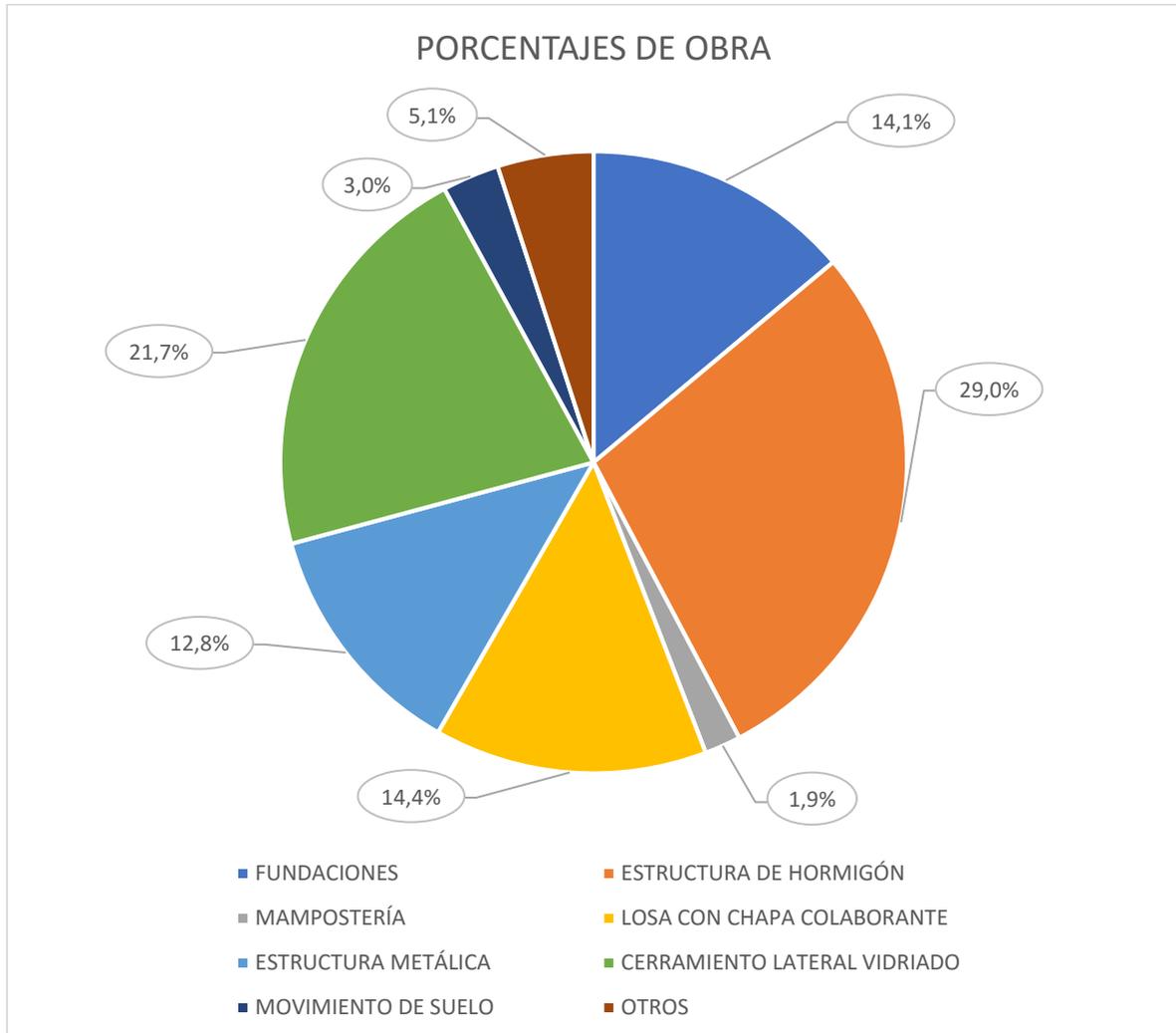


Figura 7.1 – Porcentajes de obra

Para estimar el precio final de la obra, se estiman el valor de los rubros que no han sido contemplados en el computo métrico, utilizando los valores de índice C.E.C.C.D.U. del mes de Julio del año 2019 confeccionado por la UTN regional Venado Tuerto.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

ACTUALIZADO AL MES DE JULIO DE 2019
106ª Actualización

COMPARACIÓN DE COSTOS DE UNA VIVIENDA UNIFAMILIAR DE 2 Y 3 DORMITORIOS

Orden	Rubro	2 DORMITORIOS		3 DORMITORIOS	
		Costo Final	% Final	Costo Final	% Final
1	TRABAJOS PRELIMINARES	\$ 68.154,52	2,12 %	\$ 68.154,52	1,87 %
2	PROCEDIMIENTOS Y CUMPLIMIENTOS	\$ 22.314,84	0,70 %	\$ 24.040,07	0,66 %
3	MOVIMIENTO DE TIERRA	\$ 41.295,16	1,29 %	\$ 42.768,89	1,17 %
4	CIMENTOS	\$ 128.040,84	3,99 %	\$ 138.880,28	3,80 %
5	ESTRUCTURA RESISTENTE	\$ 5.449,56	0,17 %	\$ 5.449,56	0,15 %
6	MAMPOSTERIA DE ELEVACION	\$ 422.841,92	13,17 %	\$ 513.899,85	14,07 %
7	CAPA AISLADORA	\$ 41.015,73	1,28 %	\$ 44.990,96	1,23 %
8	CUBIERTAS	\$ 341.737,88	10,64 %	\$ 383.975,15	10,51 %
9	CONTRAPISOS	\$ 91.704,84	2,86 %	\$ 95.301,11	2,61 %
10	CARPETAS	\$ 39.561,11	1,23 %	\$ 46.154,63	1,26 %
11	ABERTURAS	\$ 270.100,31	8,41 %	\$ 326.392,56	8,93 %
12	REVOQUES	\$ 683.744,74	21,30 %	\$ 789.026,53	21,60 %
13	REVESTIMIENTOS(Se incluye también la toma de juntas)	\$ 58.568,26	1,82 %	\$ 58.568,26	1,60 %
14	SOLADOS(se incluye también la toma de juntas)	\$ 92.702,61	2,89 %	\$ 108.153,04	2,96 %
15	ZÓCALOS	\$ 32.059,76	1,00 %	\$ 46.784,01	1,28 %
16	MARMOLERIA	\$ 6.045,50	0,19 %	\$ 6.045,50	0,17 %
17	PINTURAS	\$ 261.345,40	8,14 %	\$ 280.342,78	7,67 %
18	INST. SANITARIA(Baño Principal, Cocina y Lavadero, Instalación Completa)	\$ 232.565,61	7,24 %	\$ 258.406,24	7,07 %
19	INST. DE GAS COMPLETA (no se incluyen transtaciones ni planos)(Instalación Completa)	\$ 244.276,92	7,61 %	\$ 275.467,10	7,54 %
20	INST. ELECTRICA(C completa, con tablero general, galar, timbre, tv, tel y sus humidarias)	\$ 126.794,22	3,95 %	\$ 140.882,47	3,86 %
Total Presupuesto		\$ 3.210.319,74	100,00 %	\$ 3.653.683,52	100,00 %
TOTAL DE LA OBRA INCLUYENDO BENEFICIO, GASTOS GRALES. E IVA INCL.		\$ 3.210.319,74	100,00 %	\$ 3.653.683,52	100,00 %
TOTAL DE M2 DE LA OBRA		86,00	M2	98,00	M2
COSTO POR M2		\$ 37.768,47	\$/M2	\$ 37.282,48	\$/M2
VARIACIÓN CON RESPECTO AL MES ANTERIOR		4,24%		4,38%	

Figura 7.2 – Índice C.E.C.C.D.U.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

En cada rubro se aprecia el porcentaje de incidencia respecto al precio final. Utilicé estos valores para estimar el costo total de la obra, aunque, se debe tener en cuenta que estos valores se refieren a viviendas y no al tipo de obra analizada en este trabajo.

Aberturas	8,41%
Revestimientos	1,82%
Solados	2,89%
Zócalos	1,00%
Pinturas	8,14%
Inst. Sanitaria	7,24%
Inst. Gas	7,61%
Inst. eléctrica	3,95%
<u>TOTAL</u>	<u>41,06%</u>

El precio final de venta se verá afectado por el porcentaje calculado anteriormente. En resumen, para calcular el precio de venta, se estima un precio unitario de cada rubro considerando costos como mano de obra, materiales y equipos necesarios. Una vez obtenido el costo directo, se adopta un coeficiente resumen CR=1,8, que tiene en cuenta los costos indirectos de la obra, impuestos y beneficios de la empresa que ejecute la obra. Este coeficiente variará según la empresa, sin embargo, a fines de obtener un costo final, es válido.

El precio final de la obra incluyendo impuestos es de:

\$	162.455.676,65
----	----------------

El precio por metro cuadrado es:

\$	54.043,80
----	-----------

Precios que corresponden al día 22/11/2019

Capítulo VIII:

PROPUESTA DE INVERSION

i. Datos e hipótesis:

Para exponer la propuesta de inversión y llegar al valor temporal de retorno de la inversión, tendremos los siguientes datos presentes:

Capital necesario:	162.455.677 \$
Cantida de oficinas:	20 Unidades
m2 totales de oficina	1.725 m2
\$/m2 alquiler oficinas:	550 \$
Cantidad locales comerciales:	2 Unidades
m2 totales de oficina	813 m2
\$/m2 alquiler locales comerciales:	650 \$
Cantidad de cocheras:	20 Unidades
m2 totales cocheras	706,00 m2
\$/m2 alquiler cocheras	350 \$
Costos fijos	Cubierto por expensas

Cabe destacar que una inversión inmobiliaria de esta magnitud contempla muchas variables para evaluar tales como:

- Explotación de los locales por parte de los inversionistas
- Ingresos en concepto de alquiler
- Ingresos en concepto de venta de unidades locativas
- Impuestos a las ganancias
- Contratos especiales de alquiler
- Inversiones por pre-venta o “comprar en pozo”
- Intereses generados por preventa
- Costos financieros
- Tasas de recorte
- Depreciación del edificio por vida útil
- Análisis de riesgo

A la hora de realizar un estudio de factibilidad de una inversión, debería estudiarse el perfil y la intensidad de inversión de cada inversionista, el riesgo que esté dispuesto a asumir tanto en el proyecto con todas sus variables, como en una inversión a plazo fijo frente a una economía actual tan volátil. Este último asume un rol protagónico en los métodos numéricos de evaluación de proyectos de inversión como podrían ser los parámetros VAN (Valor Actual Neto) y TIR (Tasa Interna de Retorno).

Por otro lado, la situación actual del país presenta una altísima inestabilidad financiera, buenas tasas de interés por parte de los bancos y esto se ve reflejado en números poco atractivos a la hora de presentar un proyecto de inversión.

ii. **Análisis de retorno de inversión:**

Realizaré un análisis simple, suponiendo que el edificio se encuentra alquilado en un 100%.

- **Cálculo de la rentabilidad mensual de las oficinas:**

área disponible x \$/m2 alquiler

$$1725 \times 550 = \quad \mathbf{948750} \quad \mathbf{\$/mes}$$

- **Cálculo de la rentabilidad mensual de locales comerciales:**

área disponible x \$/m2 alquiler

$$813 \times 650 = \quad \mathbf{528450} \quad \mathbf{\$/mes}$$

- **Cálculo de la rentabilidad mensual de cocheras:**

área disponible x \$/m2 alquiler

$$706 \times 350 = \quad \mathbf{247100} \quad \mathbf{\$/mes}$$

Es decir, que el edificio generará un monto mensual en concepto de alquiler de:

1724300	\\$/mes
----------------	----------------

A precios del día 22/11/2019, el tiempo de retorno de la inversión sería:

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FRVT
Ezequiel Oggero – “Deer Tower, edificio de oficinas”

Capital necesario / ingresos mensuales

$$162455677 / 1724300 = \begin{array}{ll} \mathbf{94} & \mathbf{meses} \\ \mathbf{7,9} & \mathbf{años} \end{array}$$

Notar que 8 años solo representa aproximadamente un 8% del tiempo de la vida útil de una construcción y, que al final de ella podrá obtenerse un beneficio económico reciclando el acero de la estructura.

Capítulo IX:

CONCLUSIONES

El proyecto comenzó con la elección del terreno continuó con el diseño arquitectónico, el cálculo estructural y finalizó con el análisis de la propuesta de inversión. En cada etapa de diseño, tanto el arquitectónico como el estructural, abordé las decisiones evaluando normativas vigentes y limitaciones estructurales persiguiendo el balance entre un diseño moderno y versátil, velocidad de ejecución y costos.

Los resultados obtenidos pueden resumirse en los siguientes:

- 1) La ubicación del edificio responde fundamentalmente a la accesibilidad comercial. Ubicado en zona Z3 a metros de la plaza central de la ciudad, en cercanía a bancos, hoteles y comercios.
- 2) El diseño arquitectónico resultó de la optimización de los espacios habitables para las tareas que se concibió y de la búsqueda de la funcionalidad y versatilidad por sobre todas las cosas, con un diseño minimalista y moderno, muy poco visto en la ciudad hasta el momento.
- 3) La decisión de proyectar una estructura en su mayoría metálica, se fundamenta en la velocidad de fabricación y montaje, pero principalmente, en reducir al máximo los trabajos in situ garantizando un exhaustivo control de la calidad de los elementos estructurales. También se logra minimizar las posibles obstrucciones en la zona céntrica en la cual se emplaza.
- 4) La estructura se conforma de un subsuelo de hormigón, un núcleo de ascensor y escaleras de hormigón pensado para absorber los esfuerzos laterales provocados por el viento, y cuatro plantas metálicas.

La distribución de columnas se amolda a la arquitectura con un planteo simple; pórticos principales cada 5,5m y columnas intermedias cada 4m aproximadamente. Se vinculan estos pórticos entre sí mediante vigas doblemente empotradas en coincidencia con las columnas intermedias, generando un aportamiento transversal, y también, mediante la losa de entrepiso de hormigón, este último también vinculado con el tabique de ascensor y escalera.

Una particularidad de la estructura es generada por el espacio necesario para la circulación de vehículos en la planta de cocheras que impide la existencia de columnas y, en plantas superiores, esto se ve reflejado en la necesidad de elevar cargas de la estructura mediante perfiles metálicos actuando como tensores.

Toda la estructura se modeló en un software debido a su complejidad y extensión. Contemplando todas las cargas que actúan sobre el edificio, se dimensionó cada elemento estructural siguiendo los lineamientos de los reglamentos CIRSOC descriptos en el capítulo 5, en búsqueda constante de una estructura segura y económica.

- 5) La fundación se resolvió en su totalidad con pilotes hormigonados in situ por cuestiones de practicidad, estabilidad global y economía. Estos se vinculan a través de sus cabezales por vigas de fundación que impiden que los pilotes reciban esfuerzos de momentos.
- 6) El cerramiento lateral por decisión arquitectónica es en su totalidad vidriado. Capaz de resistir los esfuerzos del viento y brindando una superficie continua y permeable a la luz solar. Los paneles DVH utilizados cumplen con parámetros energéticos y de seguridad. La estructura soporte, el Sistema Spider, es el encargado de vincular el cerramiento con la estructura y es capaz de absorber deformaciones a través de sus rótulas.
- 7) El análisis de la impermeabilización del terreno arrojó la necesidad de tomar medidas estructurales para lograr la desaceleración del escurrimiento en la cuenca urbana, bajo parámetros de la ordenanza local.

Luego del cálculo correspondiente, adopté un techo verde y un reservorio en planta baja capaz de almacenar el excedente hídrico que causa el edificio respecto al terreno en su estado natural. Para obtener un resultado conservador y que supere los requisitos normativos, no consideré el aporte positivo de la cubierta verde en el cálculo del escurrimiento.

- 8) En el análisis del cómputo de materiales puede observarse que los costos de hormigón y cerramiento lateral vidriado son similares y asumen aproximadamente el 65% del costo de la obra incluyendo a las cimentaciones.
La estructura metálica representa el 13% del costo total de la obra, dejando en evidencia la ventaja económica frente al hormigón de la estructura sin contabilizar fundaciones con un porcentaje del 29%, respecto a los metros cuadrados construidos con cada material.

Utilicé el índice confeccionado en la Facultad Regional Venado Tuerto para estimar el costo de los rubros que no contemplé en el análisis de precios unitarios, de esta manera el valor de venta obtenido representa al 100% de la obra e incluye impuestos, adicionados a través del coeficiente resumen adoptado.

- 9) Luego de instruirme en el área de evaluación financiera de proyectos y debido a la complejidad que significa un estudio de factibilidad de un proyecto con tantas variables, decidí realizar un análisis simple de amortización asumiendo hipótesis optimistas de alquiler y obtuve un tiempo teórico de retorno de la inversión de 8 años, equivalente a aproximadamente un 8% del tiempo de vida útil del edificio.

BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), (2005), Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras CIRSOC 101, Buenos Aires, Argentina.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), (2005), Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones CIRSOC 102, Buenos Aires, Argentina.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), (2005), Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201, Buenos Aires, Argentina.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI), (2005), Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios CIRSOC 301, Buenos Aires, Argentina.
- Gabriel R. Troglia, (2016), Estructuras Metálicas: Proyecto por Estados Límites, Córdoba, Argentina: Universitas Editorial Científica Universitaria, Séptima Edición.
- Oscar Möler, (2010) Hormigón Armado: Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del Reglamento CIRSOC 201-2005, Rosario, Argentina: Editorial de la Universidad de Rosario.
- Quadri, N. Instalaciones Eléctricas en Edificios. 10° edición. Cesarini Hnos. Editores, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina.
- Neufert, (2009), Arte de proyectar en Arquitectura: Generalidades, normas, directrices sobre disposición, construcción, diseño, superficies requeridas, relaciones espaciales, medidas para edificios, espacios, instalaciones, aparatos con el ser humano como medida y fin, 16° edición.
- Guía de Manejo Ambiental para Estaciones de Servicio: Versión No. 1 (1999), Santafe de Bogotá.
- Guía de Azoteas Vivas y Cubiertas Verdes, Área de Ecología Urbana. Ayuntamiento de Barcelona. Diciembre del 2015.

ANEXO I



Venado Tuerto, Mayo 09 de 2.008.-

Sres.

Banco Credicoop C.L.

Venado Tuerto

ESTUDIO GEOTECNICO

25 de Mayo 749

Venado Tuerto – Provincia de Santa Fe



Objetivo del trabajo: Definir las condiciones y características geotécnicas del suelo, para desarrollar el proyecto de las cimentaciones de la obra en cuestión.

Trabajos Realizados

a) Tareas de campo.

Se efectuaron dos (2) perforaciones, cuya ubicación es detallada en el croquis adjunto, alcanzando las perforaciones la profundidad de cinco (5,00) metros cada una de ellas, de acuerdo a lo convenido.

Se tomó como cero (+0,00 m) de referencia altimétrica para la confección de las diferentes planillas resumen, el nivel de boca de perforación; y como referencia cero para el perfil estratigráfico el punto fijo materializado en el cordón del pavimento indicado en plano de ubicación.

Durante las perforaciones se llevaron a cabo, en forma sistemática, las siguientes operaciones:

- Ensayo de penetración: Efectuado mediante la hinca de un sacamuestras de paredes delgadas, de diámetro 63 mm, contabilizando el número de golpes necesarios para hacer penetrar dicho sacamuestras 45 cm en un suelo inalterado, mediante un peso de 70Kg con una caída libre de 0,70m, entregando una energía de impacto de 49 kilográmetros. El número de golpes necesarios para conseguir la penetración de los últimos 30 cm del sacamuestras, permite efectuar una valoración de la consistencia o densidad relativa del suelo en estudio, de acuerdo a las siguientes condiciones:

Suelos Finos Cohesivos		Suelos Granulares Incoherentes	
Nº de golpes	Consistencia	Nº de golpes	Densidad Relativa
0 a 2	Muy Blando	0 a 4	Muy Suelto
2 a 4	Blando	4 a 10	Suelto
4 a 8	Medianamente Compacto	10 a 30	Medianamente Denso
8 a 15	Compacto	30 a 50	Denso
15 a 30	Muy Compacto	Más de 50	Muy Denso
Más de 30	Duro	----	-----

- Recuperación de las muestras obtenidas, identificación y protección adecuada de las mismas para mantener inalteradas sus condiciones de estructura y humedad natural.
- Detección (en caso de su presencia) del nivel de agua libre subterránea.
- Nivelación de los pozos respecto a un punto fijo materializado en el lugar.

b) Ensayos de Laboratorio.

Todas las muestras extraídas fueron sometidas a las siguientes determinaciones:

- Determinación de densidad natural y densidad seca en cada muestra. Según norma ASTM D 2937/71.
- Determinación de humedad natural en cada muestra. Según norma IRAM 10.519/70.
- Análisis granulométrico, en cada estrato. Según IRAM 10.507/59.
- Límites de Atterberg, en cada estrato. Normas IRAM 10.501 y IRAM 10.502.
- Determinación de la fracción menor de 74µ (limo + arcilla), mediante el procedimiento de lavado por tamiz N°200.
- Clasificación de los suelos por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos S.U.C.S. Según AASHTO M145-66 – IRAM 10.509/81, de acuerdo a la siguiente nomenclatura:



Suelos de grano fino		Pasa más del 50% por el tamiz IRAM N°200 (0.075mm)
Suelo	Símbolo	Nomenclatura
C	CL	Arcilla de baja plasticidad
	CH	Arcilla de alta plasticidad
M	ML	Limo de baja compresibilidad
	MH	Limo de alta compresibilidad
C y M	CL – ML	Arcillas limosas de baja plasticidad

Suelos de grano grueso		Pasa menos del 50% por el tamiz IRAM N°200 (0.075mm)
Suelo	Símbolo	Nomenclatura
S	SW	Arena limpia bien graduada
	SP	Arena limpia mal graduada
	SM	Arena limosa
	SC	Arena arcillosa
G	GW	Grava limpia bien graduada
	GP	Grava limpia mal graduada
	GM	Grava limosa
	GC	Grava arcillosa

- Determinación de cohesión, fricción, módulo edométrico y módulo de Young en los distintos estratos, mediante ensayo triaxial escalonado rápido. Según IRAM 10.529/74.

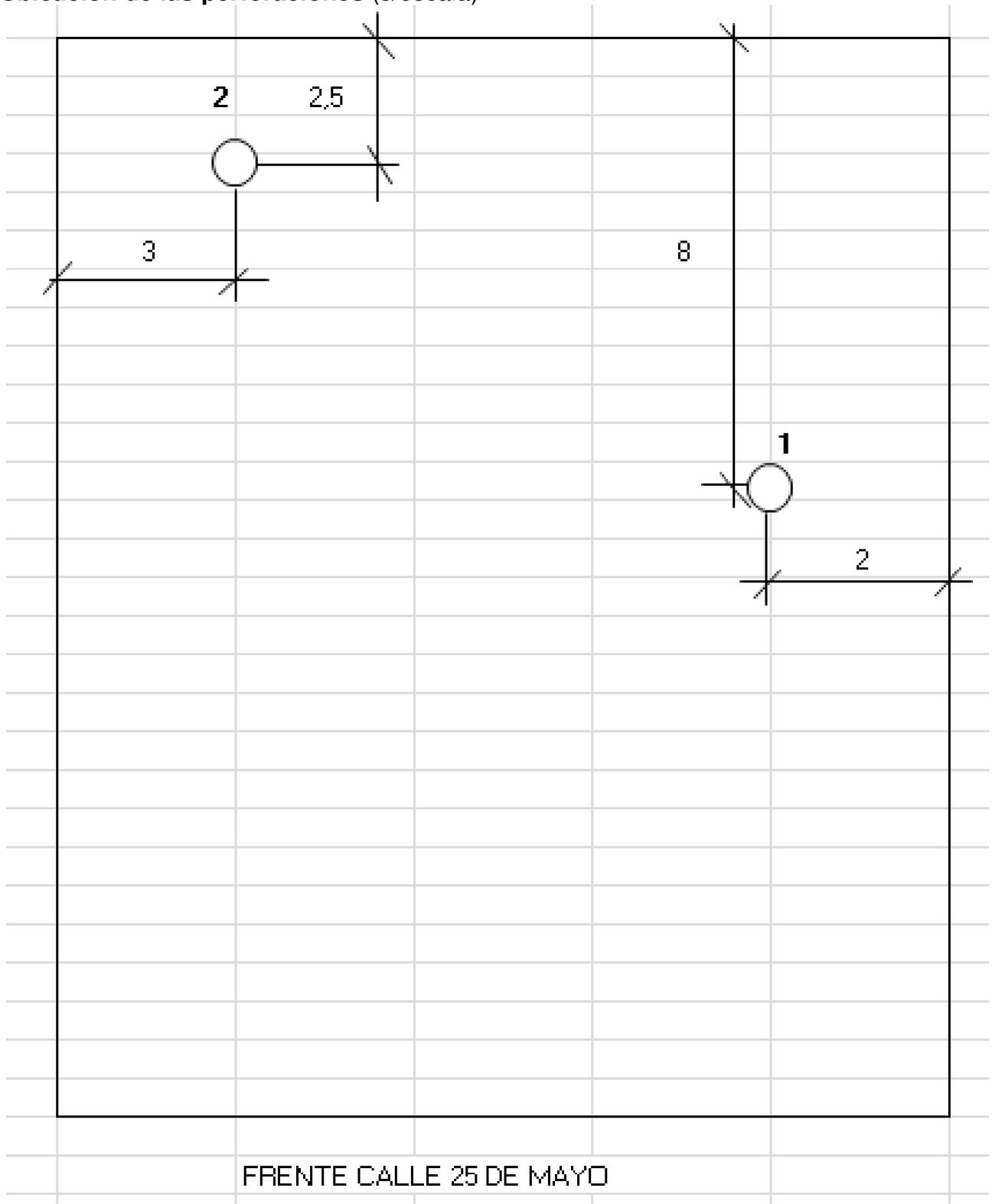
Sobre la base de los resultados de los ensayos fueron realizados los cálculos para la determinación de la capacidad portante para los niveles de fundación caracterizados. Los cálculos de capacidad de carga fueron realizados aplicando la fórmula generalizada de J. Brinch Hansen.

Si bien para algunos niveles se consigue homogeneidad de información que permite suponer similares características en toda el área, las perforaciones se realizaron en puntos que están distantes entre sí y no podría inferirse que el comportamiento de la estratigrafía sea homogéneo para toda el área abarcada por las perforaciones.

Se detalla a continuación, en las planillas adjuntas, el informe de los datos obtenidos de los ensayos de campo y de laboratorio:



Ubicación de las perforaciones (s/escala)





Estratigrafía y Características del material extraído

Pozo N°1		
Nº golpes	Profundidad	Observaciones
-----	0,70m	Desde el nivel de terreno natural y hasta la profundidad de 0,7 m, el suelo superficial estaba conformado por un estrato de tierra negra vegetal, plástico, color marrón oscuro a negro.
5	1,00m	Suelo limoso, medianamente compacto, relativamente húmedo, color castaño claro.
3	2,00m	Suelo limoso, blando, relativamente húmedo, color castaño claro.
3	3,00m	Suelo limoso, blando, relativamente húmedo, color castaño claro.
23	4,00m	Suelo limoso, muy compacto, húmedo, color castaño claro.
18	5,00m	Suelo limoso, muy compacto, húmedo, color castaño claro.

Nota: No se detectó la presencia de agua libre subterránea desde la boca del pozo.

Pozo N°2		
Nº golpes	Profundidad	Observaciones
-----	0,50m	Desde el nivel de terreno natural y hasta la profundidad de 0,50 m, el suelo superficial estaba conformado por un estrato de tierra negra vegetal, plástico, color marrón oscuro a negro.
4	1,00m	Suelo limoso, blando, relativamente húmedo, color castaño claro.
2	2,00m	Suelo limoso, blando, relativamente húmedo, color castaño claro.
5	3,00m	Suelo limoso, medianamente compacto, relativamente húmedo, color castaño claro.
17	4,00m	Suelo limoso, muy compacto, húmedo, color castaño claro.
18	5,00m	Suelo limoso, muy compacto, húmedo, color castaño claro.

Nota: No se detectó la presencia de agua libre subterránea desde la boca del pozo.

Resumen de valores significativos:

Perforación N° 1							
Prof	Descripción	Clas	ϕ	C_u	γ	γ_d	W
m	Tipo de suelo	SUCS	°	Kg/cm ²	Kg/cm ³	Kg/cm ³	%
0,00	Estrato de tierra negra vegetal, plástico, color marrón oscuro a negro	---	---	---	---	---	
1,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	14,44	0,029	1,40	13,80	1,23
2,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	13,18	0,023	1,34	14,10	1,18
3,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	15,47	0,031	1,45	14,44	1,26
4,00	Limo arcilloso de baja compres., castaño claro.	ML-CL	19,28	0,137	1,55	21,00	1,28
5,00	Limo arcilloso de baja compres., castaño claro.	ML-CL	17,14	0,103	1,60	20,62	1,33

Nota: Con relación a los valores de densidad y humedad, se informan los valores promedios entre todos los pozos ensayados.



Perforación N° 2							
Prof	Descripción	Clas	ϕ	C_u	γ	γ_d	W
m	Tipo de suelo	SUCS	°	Kg/cm ²	Kg/cm ³	Kg/cm ³	%
0,00	Estrato de tierra negra vegetal, plástico, color marrón oscuro a negro	---	---	---	---	---	---
1,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	14,44	0,029	1,40	13,80	1,23
2,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	13,18	0,023	1,34	14,10	1,18
3,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML	15,47	0,031	1,45	14,44	1,26
4,00	Limo de baja compresibilidad, castaño claro.	ML-CL	19,28	0,137	1,55	21,00	1,28
5,00	Limo arcilloso de baja compres., castaño claro.	ML-CL	17,14	0,103	1,60	20,62	1,33

Nota: Con relación a los valores de densidad y humedad, se informan los valores promedios entre todos los pozos ensayados.

Capacidad de Carga:

La mínima presión necesaria para producir la **rotura** del suelo de fundación de bases asentadas a distintas profundidades es la que se detalla en la columna “**CAPACIDAD DE CARGA**” del cuadro siguiente.

Los valores informados están referidos al nivel cero definido en boca de pozo.

PROFUNDIDAD (m)	CAPACIDAD DE CARGA FUNDACIONES (Kg/cm ²)			
	SUPERFICIALES		PROFUNDAS	
	CONTINUA	AISLADA	FUSTE	PUNTA
Mayor 1,00 y hasta 2,00	0,99	1,22	-----	-----
Mayor 2,00 y hasta 3,00	-----	1,37	-----	-----
Mayor 3,00 y hasta 4,00	-----	2,22	-----	-----
Mayor 4,00 y hasta 5,00	-----	1,85	-----	-----

Presión Admisible:

La **Presión Admisible** podrá ser determinada basándose en la Capacidad de Carga antes mencionada, utilizando un Coeficiente de Seguridad no menor de **TRES (3,00)**, para cargas calculadas normalmente; ni menor de **DOS (2,00)** para cargas calculadas considerando todos los efectos desfavorables posibles actuando simultáneamente y con sus valores máximos.

Capa Freática:

La posición del nivel freático no fue hallada hasta la profundidad de realización de los ensayos.

Empujes Laterales:

Los empujes laterales sobre las paredes o cortes verticales podrán determinarse por cualquiera de los métodos conocidos.

Los parámetros de rotura (cohesión y fricción) y el peso específico correspondiente a los distintos estratos, son los que se consignan en las planillas de resultados de ensayos.



Excavaciones a Cielo Abierto:

La heterogeneidad y resistencia que presentan los suelos desde el nivel del terreno natural, si bien permiten la ejecución de obras de excavación, se recomienda actuar con precaución en los cortes verticales, evitando la presencia de agua en el entorno de la obra, dadas las características de los suelos encontrados.

Se recomienda ejecutar cortes verticales con precaución, la presencia de agua facilitaría deslizamientos por factibles planos de debilidad, que harían peligrar la estabilidad de la operación.

Estos planos de debilidad son inherentes a la cohesión aparente y al ángulo de fricción interna obtenida en los ensayos físico-mecánicos que figuran en las planillas de resultados, y a la permeabilidad de los suelos limosos en capas que presenta el perfil estratigráfico.

Observaciones:

Al decidir la cota de fundación, conviene adoptarlas teniendo en cuenta que las superficies de transferencia de cargas se encuentran en la parte superior del estrato adoptado.

Se recomienda evitar todo tipo de humedecimiento de la estratigrafía en el área de las obras, por las características mencionadas de los suelos encontrados, y no es recomendable deprimir el nivel freático, si se encontrare, desde dentro de las excavaciones que se realicen por debajo del mismo.

Conclusiones:

De acuerdo a la información analizada, se recomienda adoptar como sistema de fundaciones de las diferentes estructuras, el compuesto por cimentaciones superficiales aisladas con una cota de fundación de -3,0 m. y en el caso de las continuas, una cota de fundación de -2,00 m.

Se deberá prestar especial atención al sondeo en busca de pozos absorbentes y/u otras imperfecciones en el terreno pues durante la ejecución de las perforaciones se observe una pérdida del agua empleada por infiltración.

El presente Informe Técnico corresponde a un estudio de suelos y no comprende la investigación de túneles, cañerías subterráneas, rellenos existentes, pozos negros o cualquier otra alteración, natural o antrópica, del perfil estratigráfico.

Este Informe Técnico consta de diez (10) fojas útiles.

Ing. OSCAR A. BRAUN
Jefe de Laboratorio de Suelos FRVT



ANEXO PLANILLAS



**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
LABORATORIO DE SUELOS**

ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR (S.P.T.)

OBRA: BANCO CREDICOOP

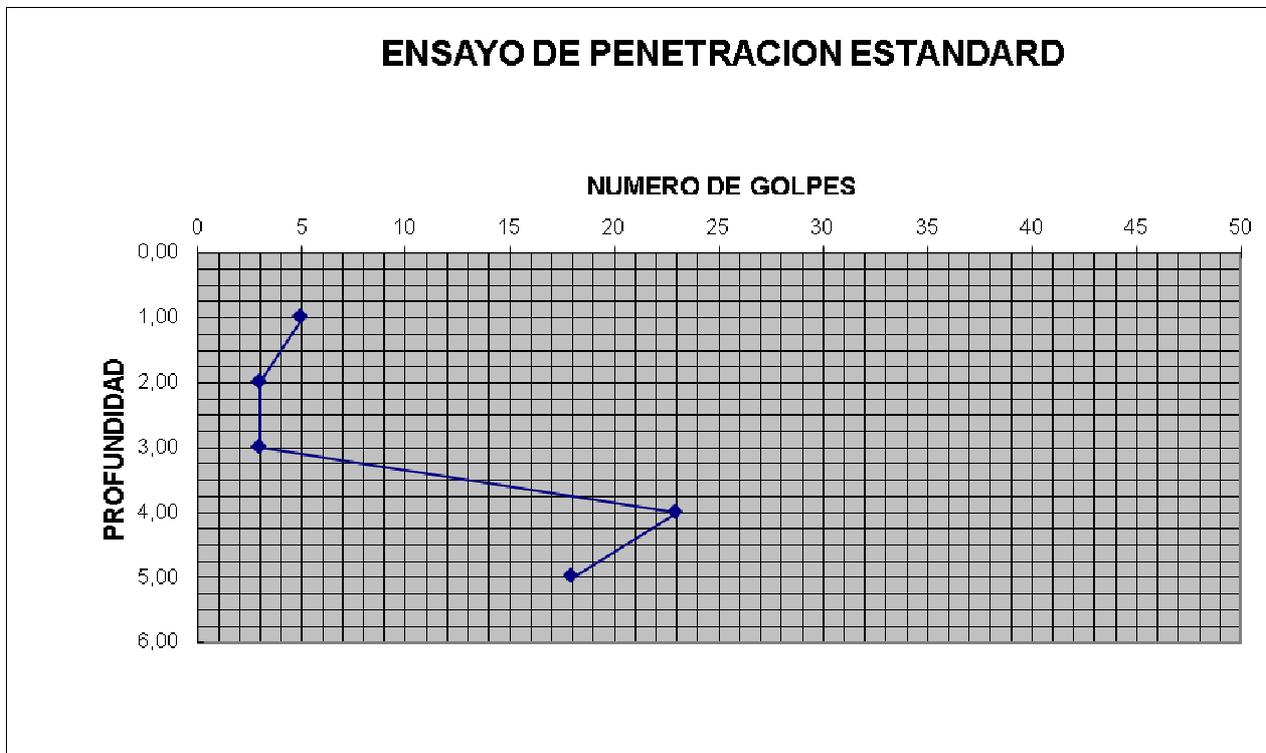
ALTURA: 70 cm

PISON: 70 Kg

Nº DE POZO	1
COORDENADAS UBICACIÓN	
X	Y

TRABAJO DE CAMPO

PROFUNDIDAD (cm)	A	B	C	B+C
	Nº GOLPES 1º 15 cm	Nº GOLPES 2º 15 cm	Nº GOLPES 3º 15 cm	Nº DE GOLPES
1,00	2	3	2	5
2,00	1	1,5	1,5	3
3,00	1	2	1	3
4,00	6	9	14	23
5,00	7	10	8	18





UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO
LABORATORIO DE SUELOS

ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR (S.P.T.)

OBRA: BANCO CREDICOOP

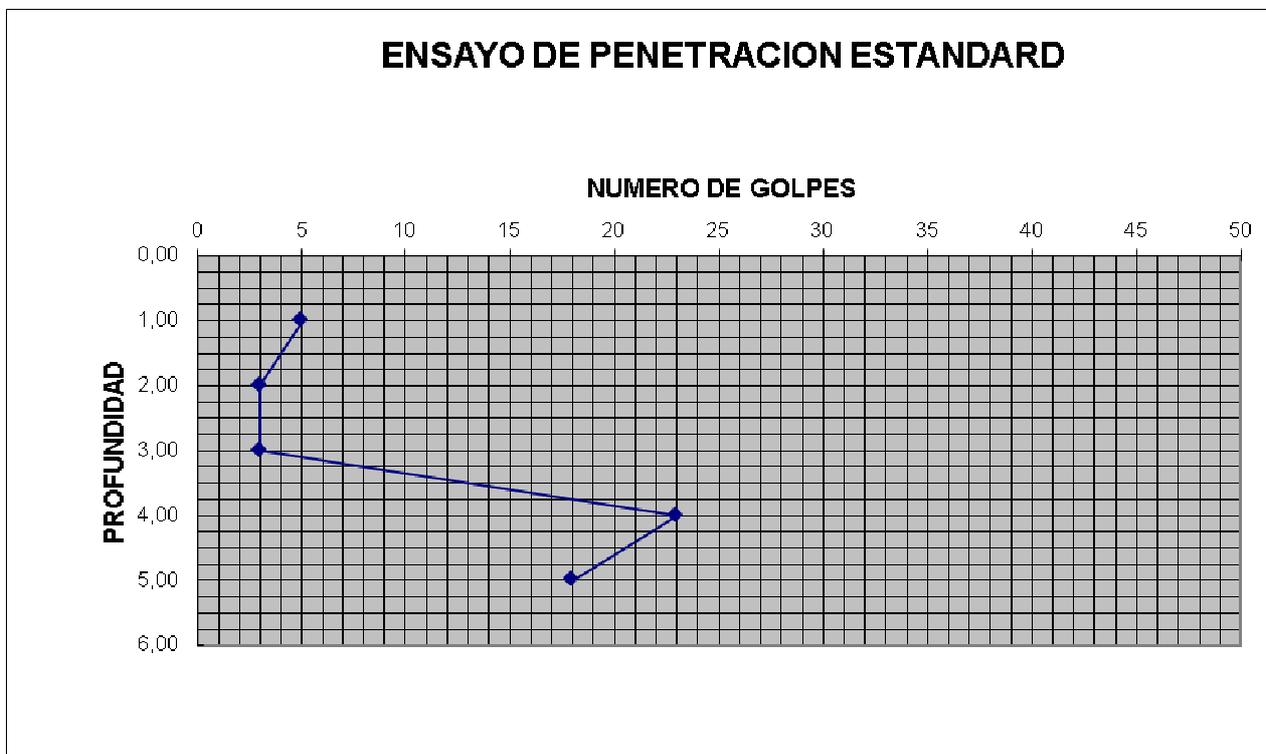
ALTURA: 70 cm

PISON: 70 Kg

Nº DE POZO	2
COORDENADAS UBICACIÓN	
X	Y

TRABAJO DE CAMPO

	A	B	C	B+C
PROFUNDIDAD (cm)	Nº GOLPES 1º 15 cm	Nº GOLPES 2º 15 cm	Nº GOLPES 3º 15 cm	Nº DE GOLPES
1,00	2	2	2,5	4,5
2,00	1	1	1	2
3,00	1,5	1,5	3	4,5
4,00	4	8	9	17
5,00	7	7	11	18

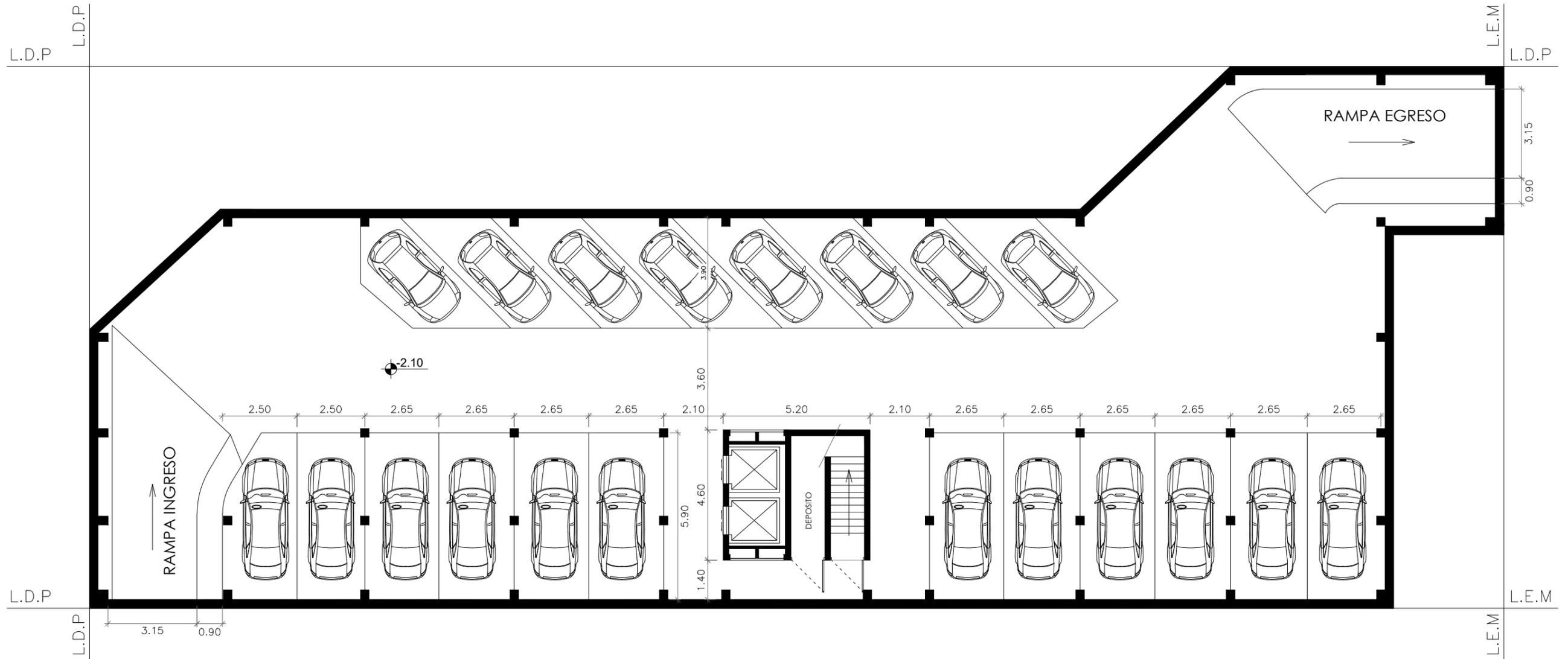


CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES - COEFICIENTE DE SEGURIDAD = 3 (TRES)

DIAMETRO PILOTE (m)	0,8	Z/D								POR COHESION Y FRICCION					POR NUMERO DE GOLPES			
			Zi (m)		DENSIDAD (kN/m3)		COHESION (kN/m2)		FRICCION (°)		PROF. (m)	kN/m2	kN/m2	kN	kN	tn	N °	kN
ESTRATO 1	Zi (m)	3,2		21	13,44		19,28	PROF. (m)		PUNTA	ROCE	TOTAL	ADM.	ADM.	S.P.T.	TOTAL	ADM.	ADM.
	Zf (m)	4	5					4	250,31	10,36	78	25,9	2,6	23	120	40,1	4,0	
ESTRATO 2	Zi (m)	4		20,62	12,75		17,14	PROF. (m)		PUNTA	ROCE							
	Zf (m)	11,2	14					11,2	1998,5	50,04	1796	598,6	59,9	18	1619	539,8	54,0	

CAPACIDAD DE CARGA TOTAL: 62,4 tn

ANEXO II



SUBSUELO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



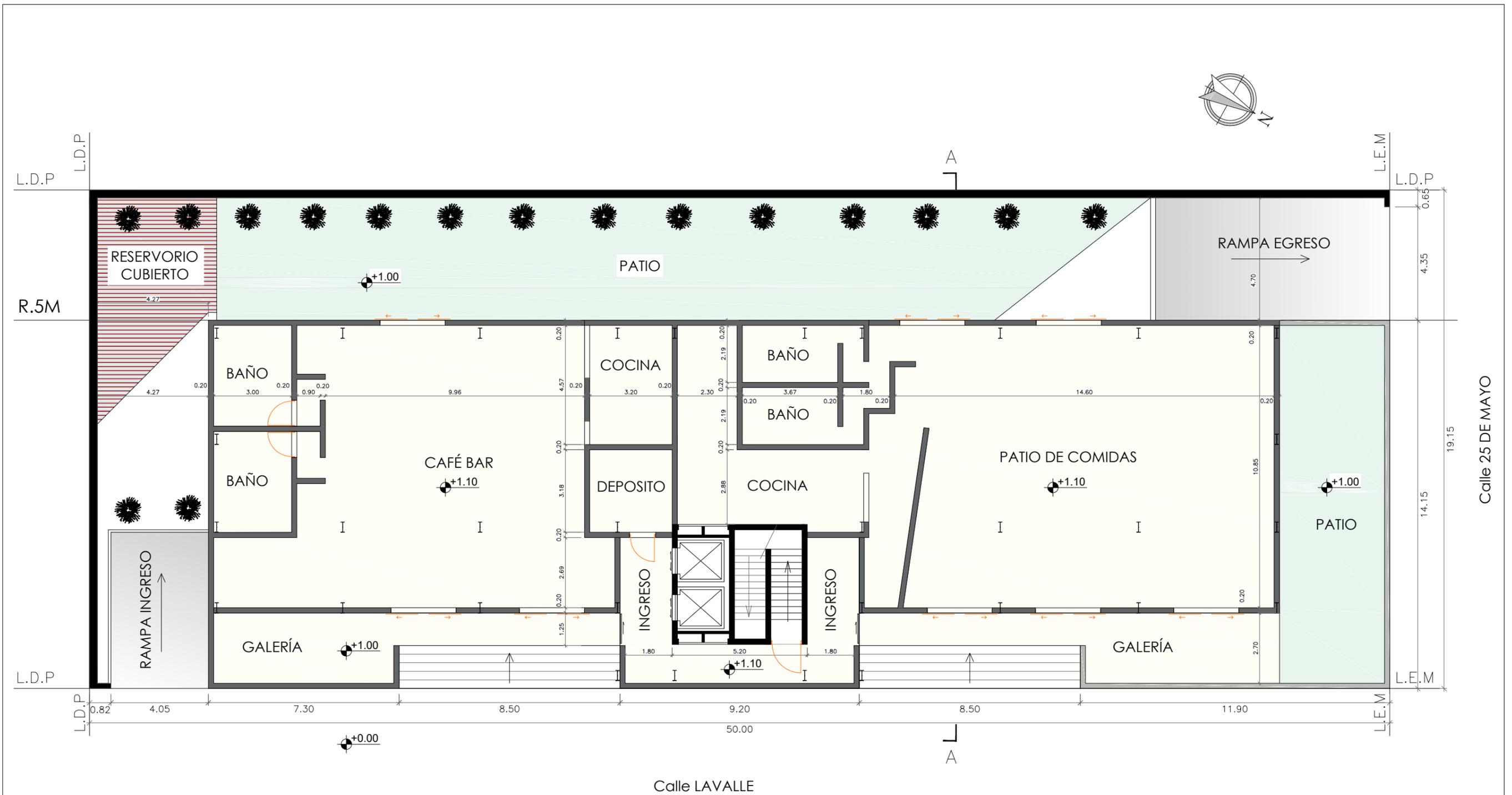
Esc.
1:150
Toler.
±1mm

DESC:

PLANO DE ARQUITECTURA
SUBSUELO – COCHERAS

Cód.plano

A2-1



PLANTA BAJA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



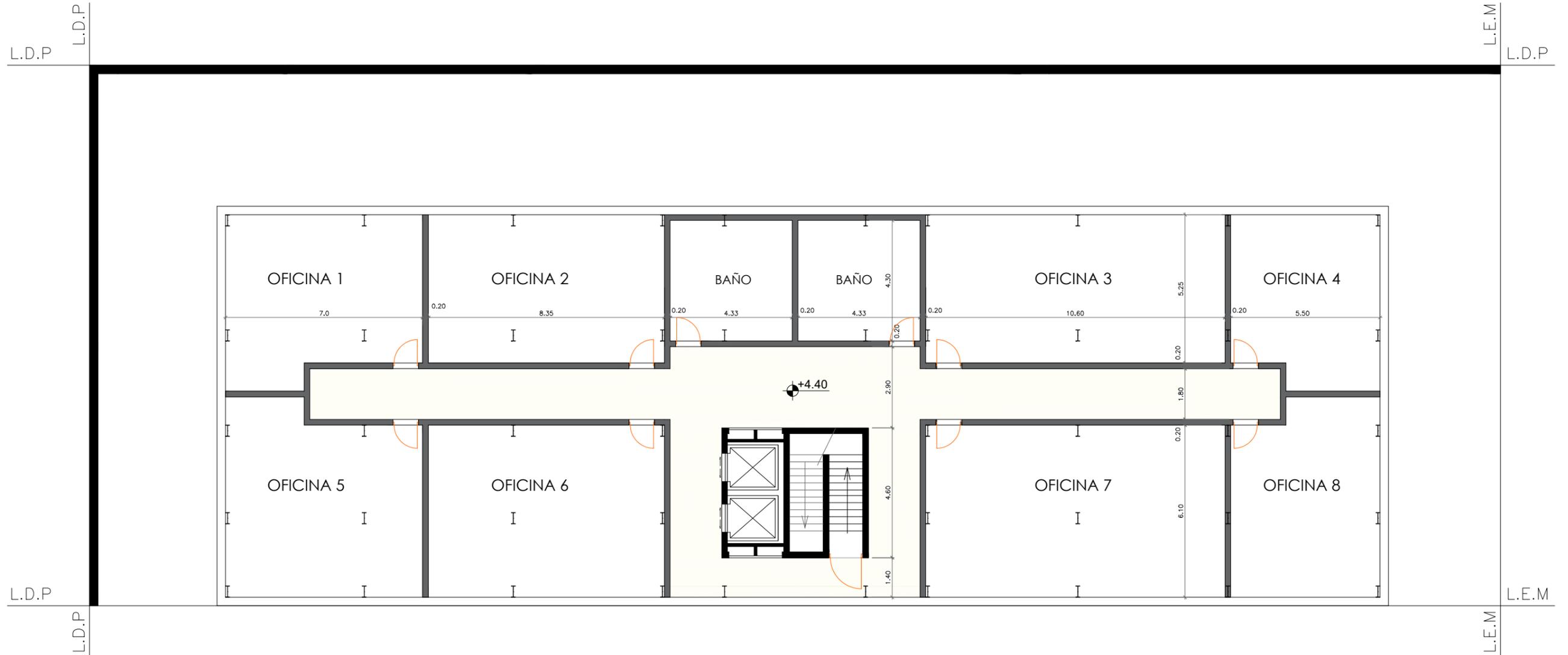
Esc.
1:150
Toler.
±1mm

DESC:

PLANO DE ARQUITECTURA
PLANTA BAJA

Cód.plano

A2-2

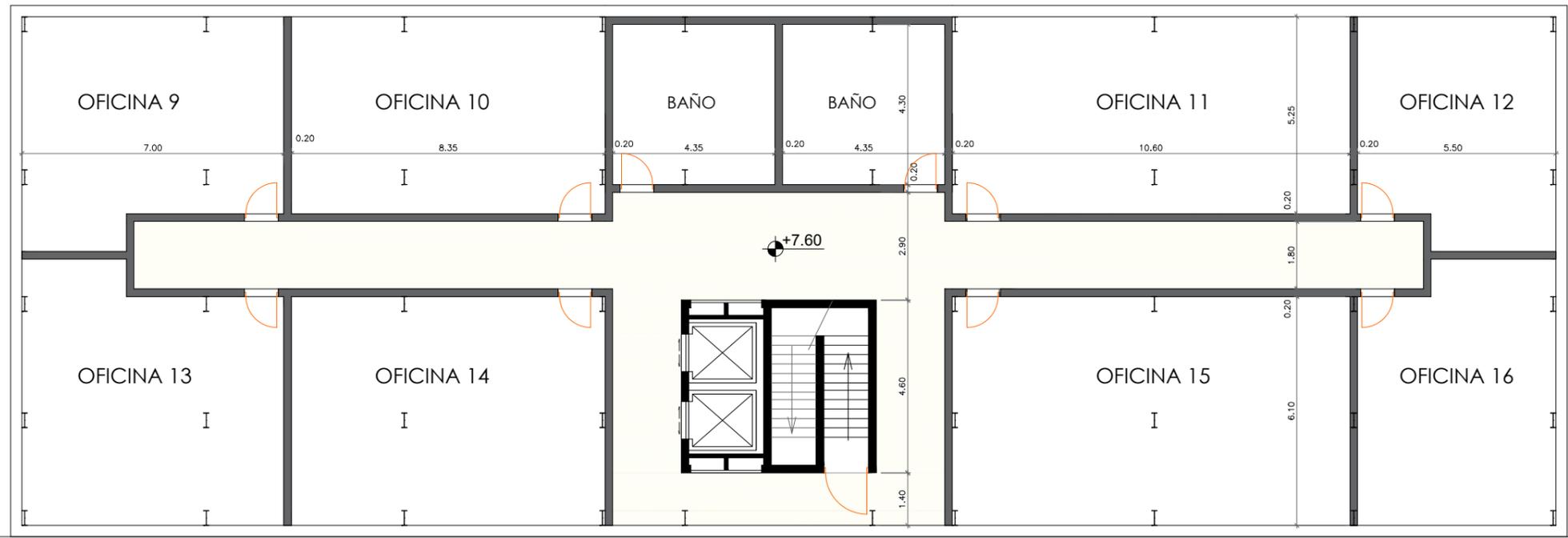


PRIMER PISO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO				
ALUMNO: Ezequiel Oggero				
 DEER TOWER OFICINAS	Esc. 1:150	DESC:	Cód.plano	
	Toler. ±1mm		PLANO DE ARQUITECTURA PRIMER PISO	A2-3

L.D.P. L.D.P.

L.E.M. L.D.P.



L.D.P. L.D.P.

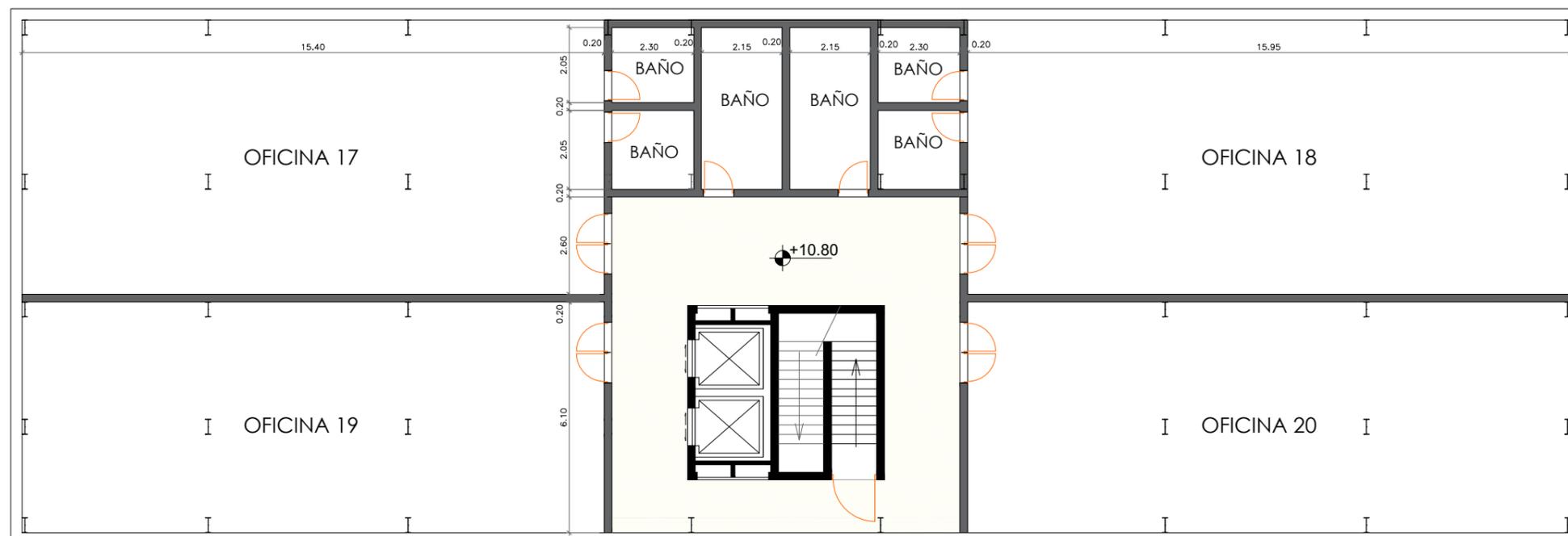
L.E.M. L.E.M.

SEGUNDO PISO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO				
ALUMNO: Ezequiel Oggero				
 DEER TOWER OFICINAS	Esc. 1:150	DESC:	Cód.plano	
	Toler. ±1mm		PLANO DE ARQUITECTURA SEGUNDO PISO	A2-4

L.D.P. L.D.P.

L.E.M. L.D.P.



L.D.P. L.D.P.

L.E.M. L.E.M.

TERCER PISO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



Esc.
1:150

Toler.
±1mm

DESC:

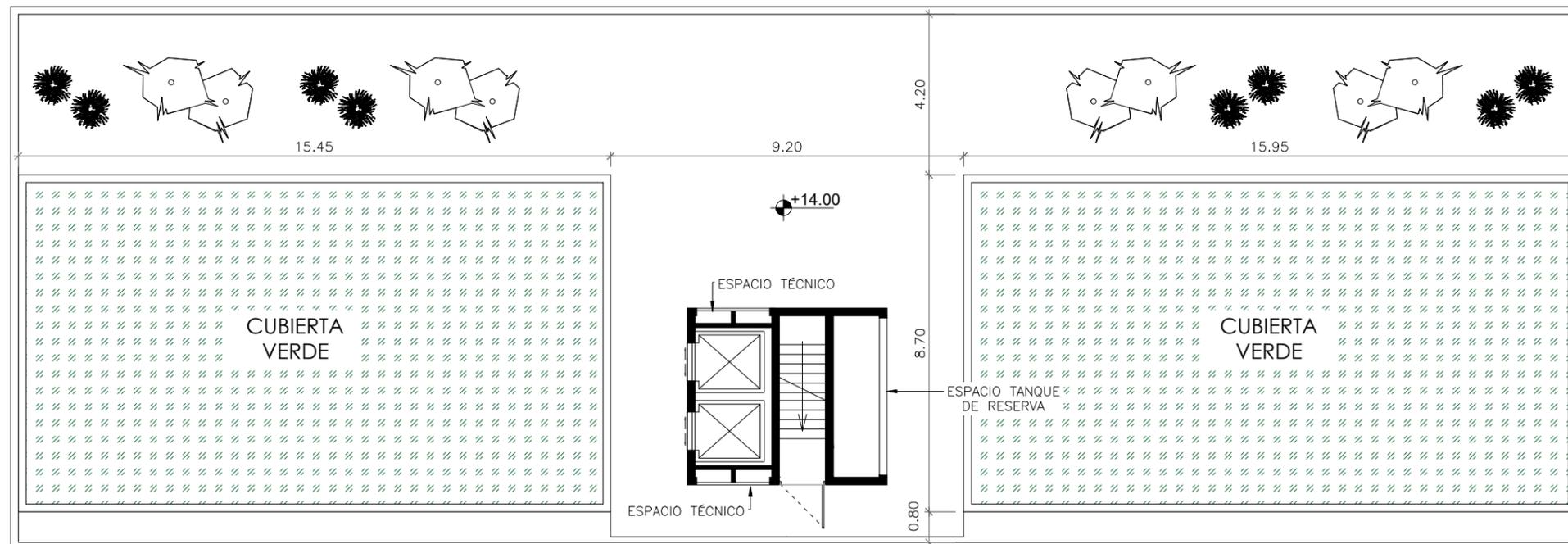
PLANO DE ARQUITECTURA TERCER PISO

Cód.plano

A2-5

L.D.P
L.D.P

L.E.M
L.D.P



L.D.P
L.D.P

L.E.M
L.E.M

AZOTEA

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



Esc.
1:150

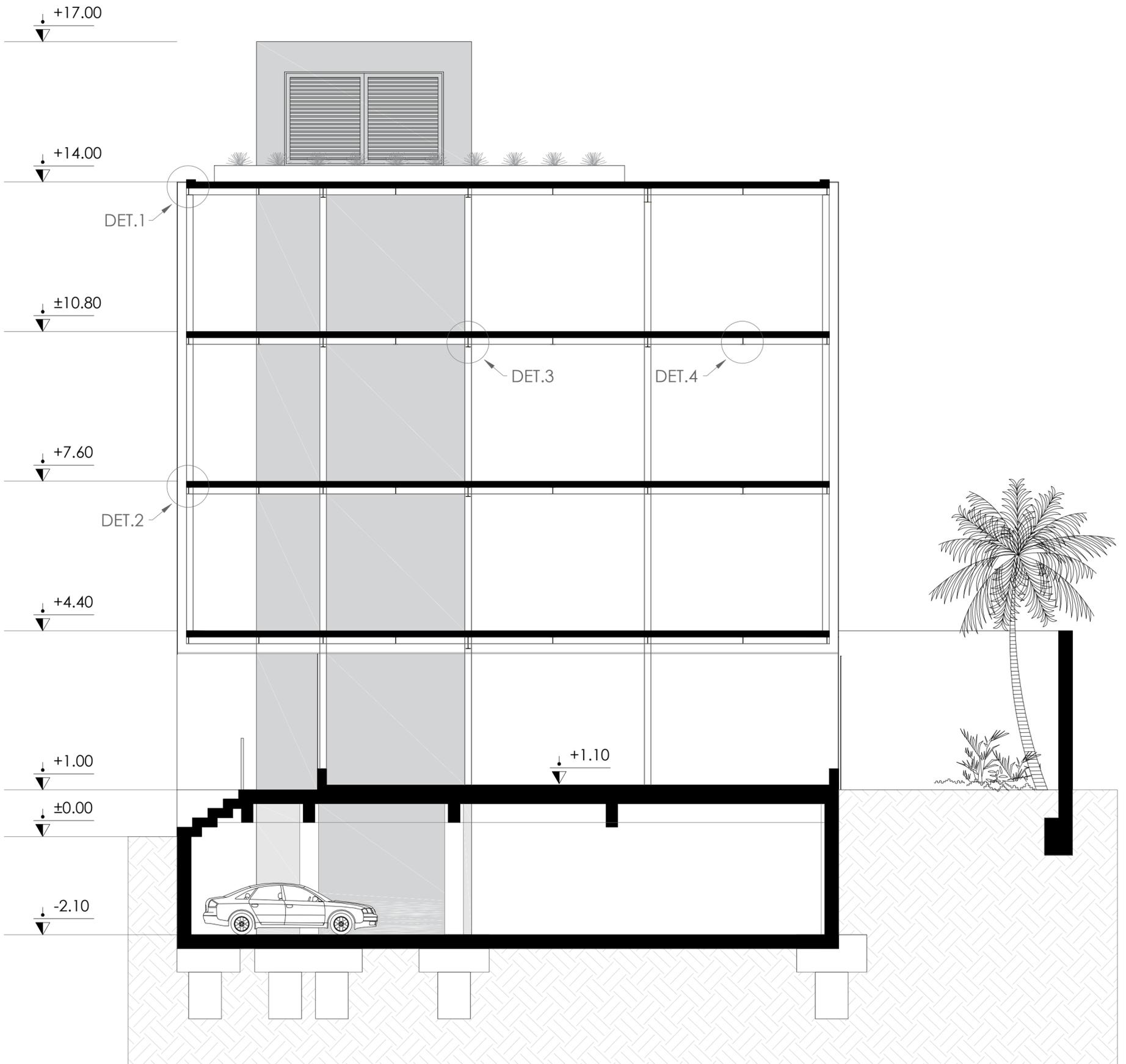
Toler.
±1mm

DESC:

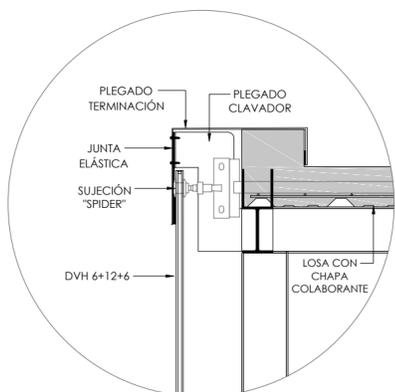
PLANO DE ARQUITECTURA
AZOTEA

Cód.plano

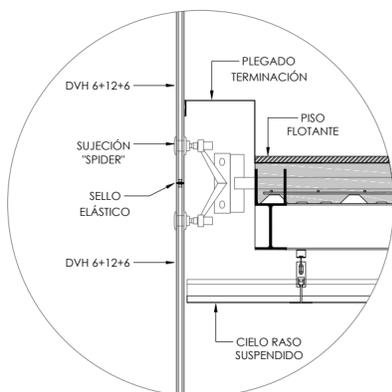
A2-6



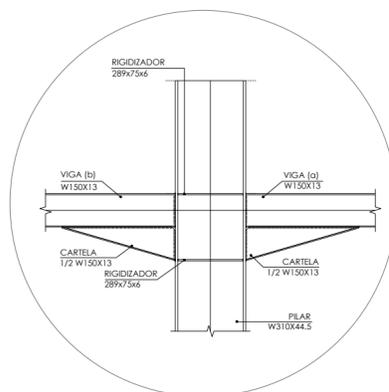
CORTE A-A



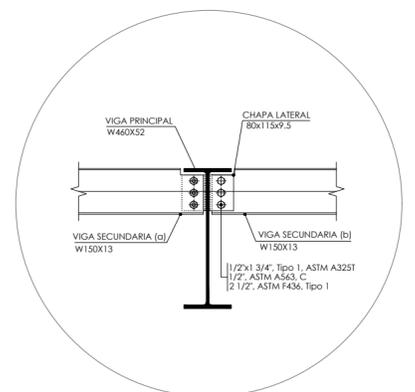
DET.1



DET.2



DET.3



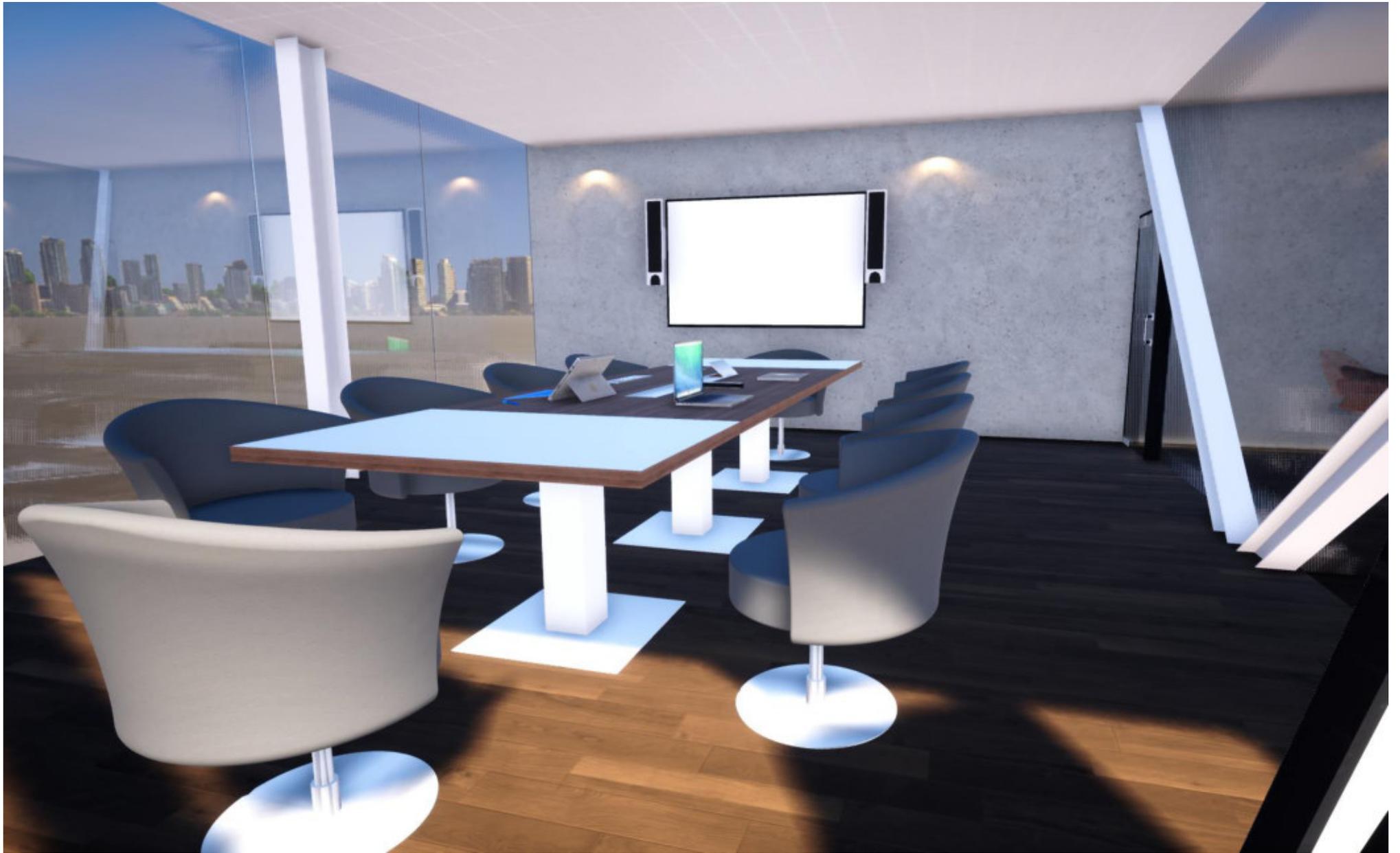
DET.4



A2-14 – Render Cocheras



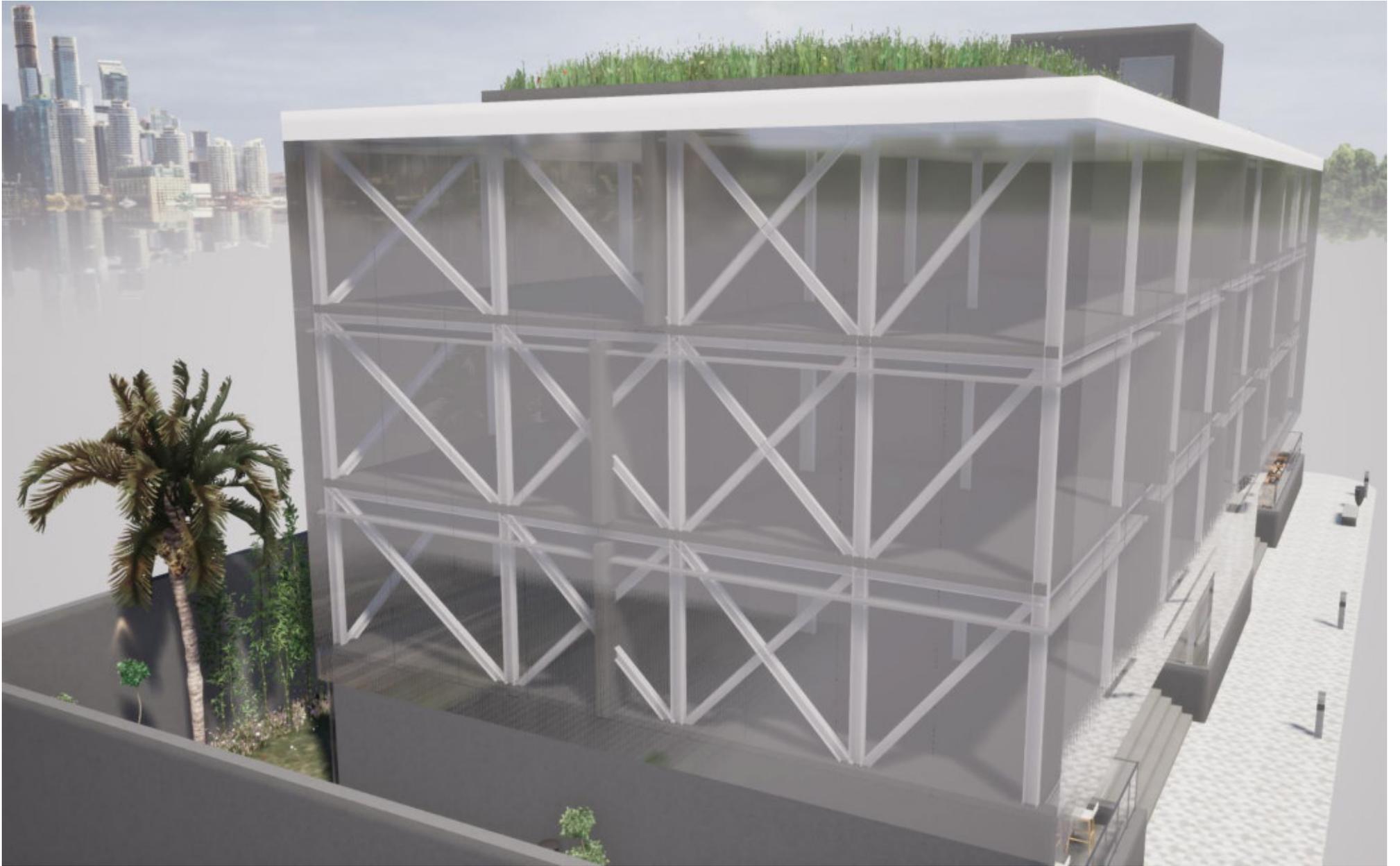
A2-20 – Render Sala de Conferencias



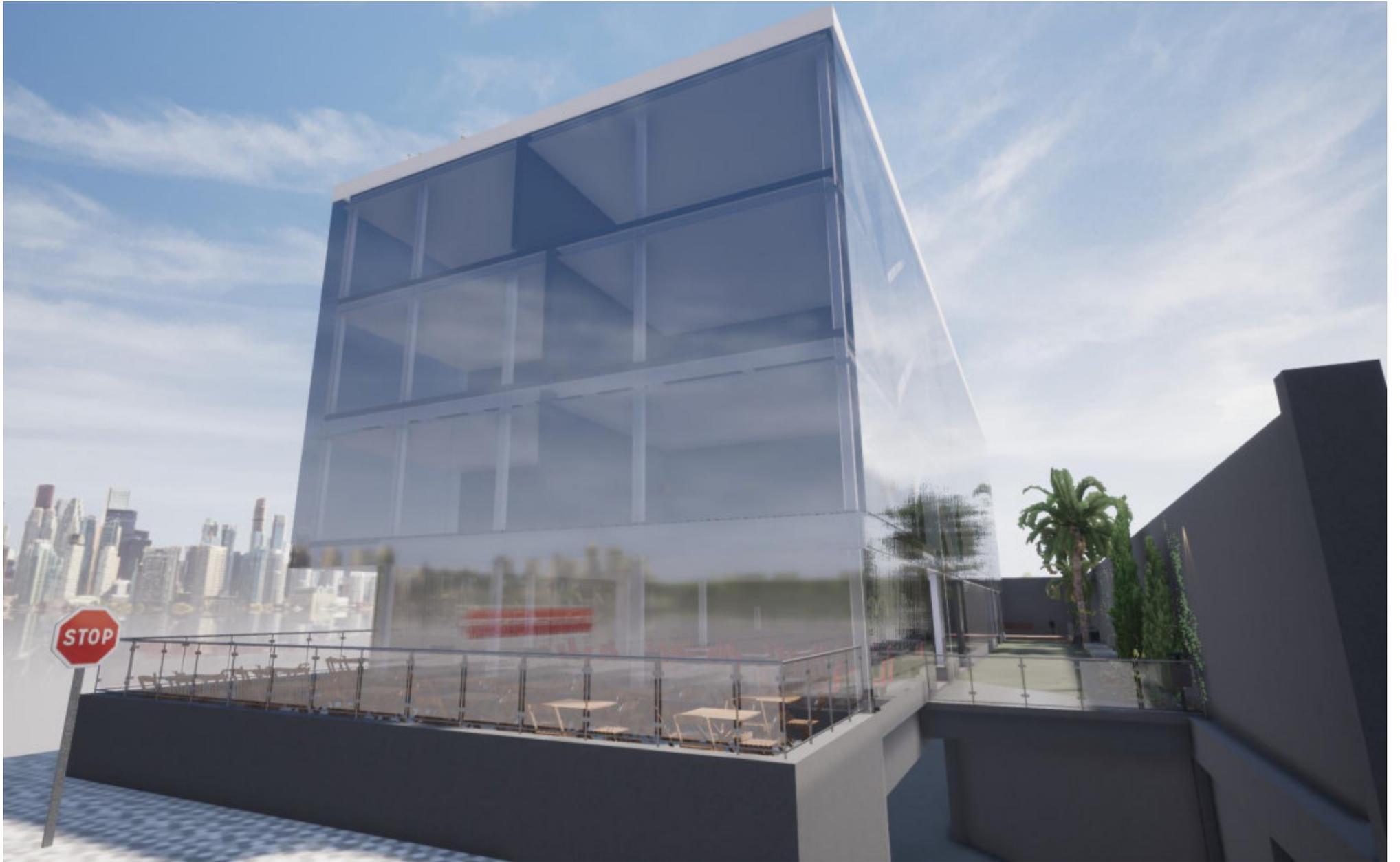
A2-18 – Render Oficina 4



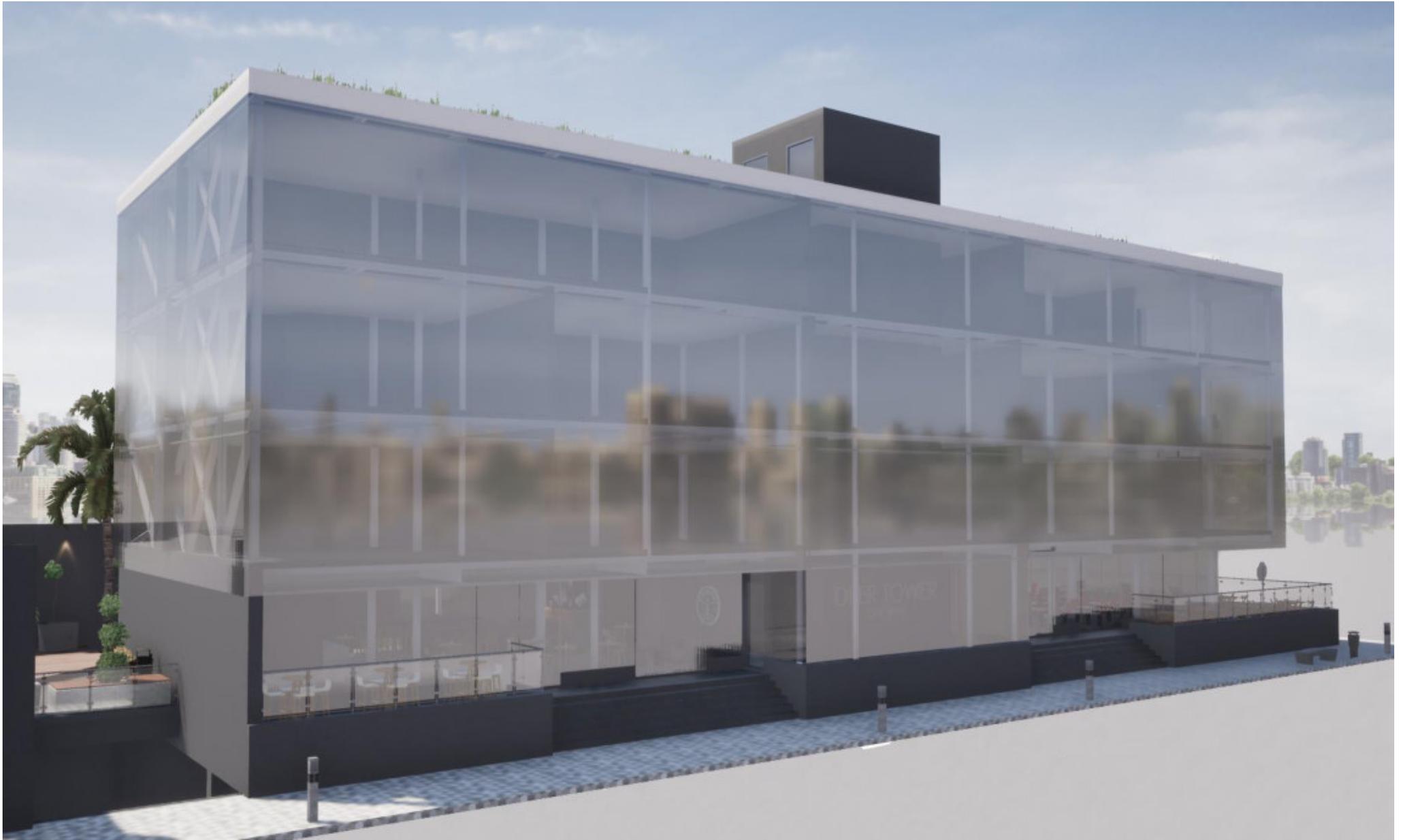
A2-19 – Render Oficina 4



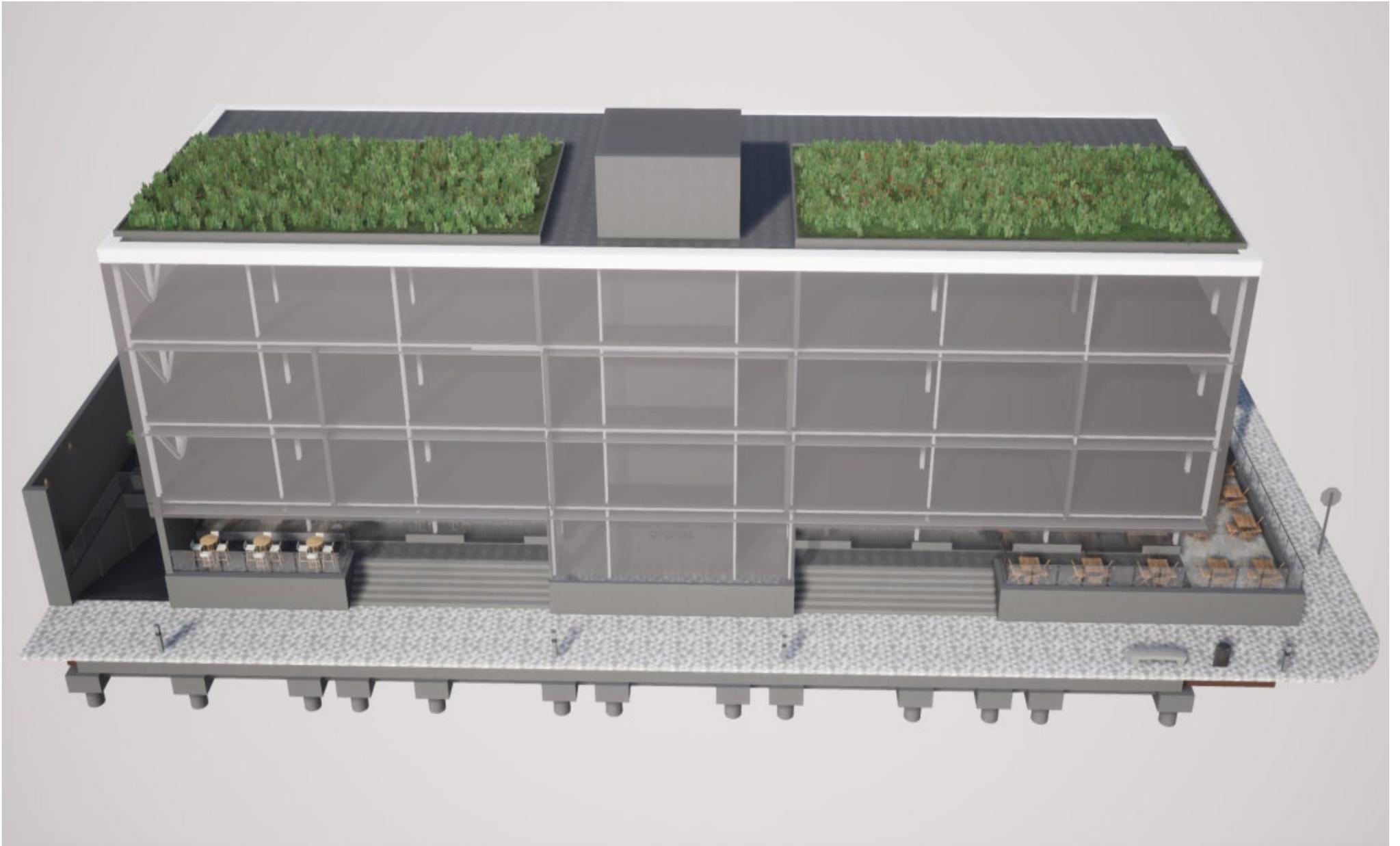
A2-8 – Render Exterior



A2-9 – Render Exterior



A2-10 – Render Exterior



A2-11 – Render Exterior



A2-12 – Render Local Comercial



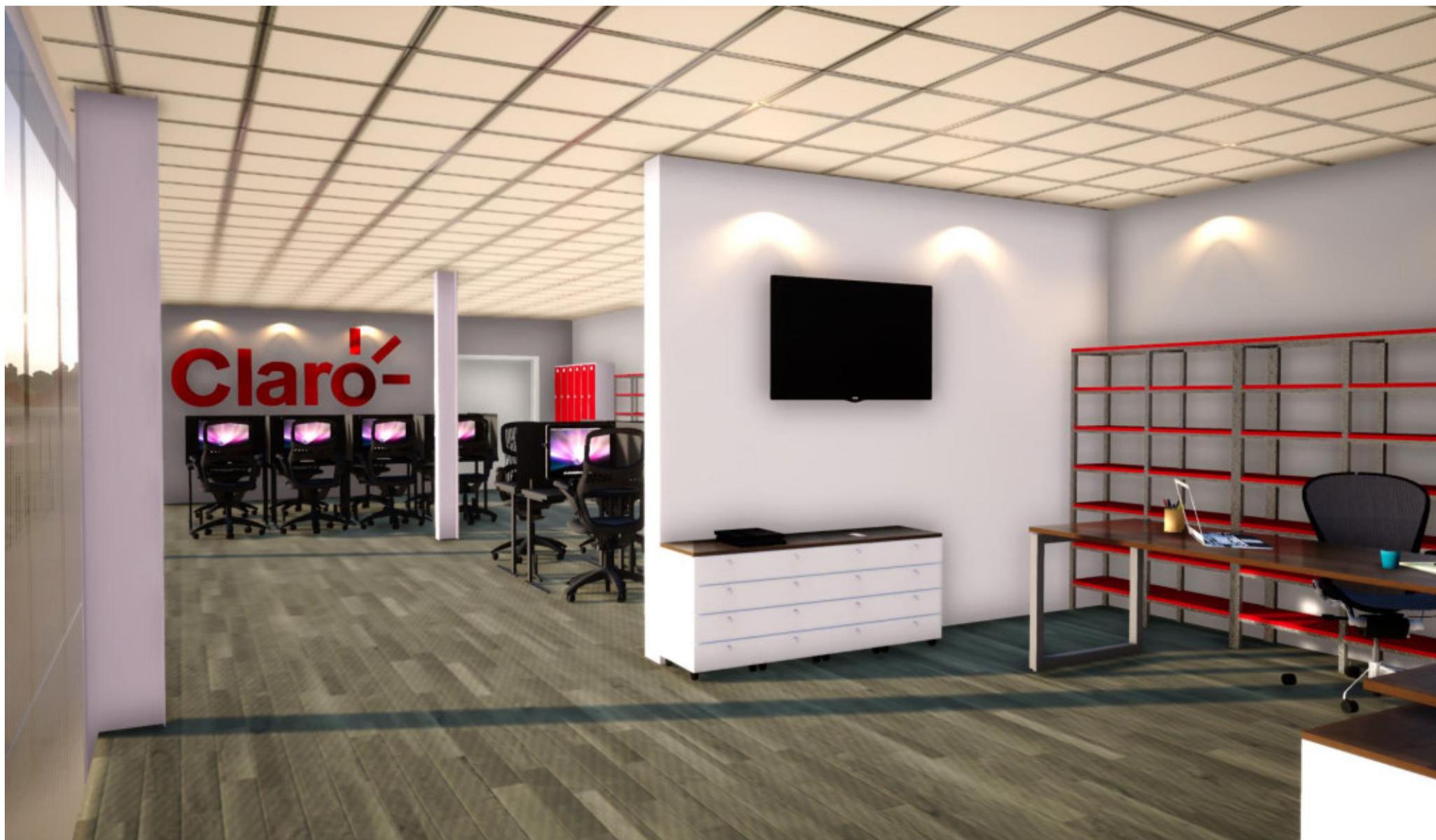
A2-13 – Render Local Comercial



A2-15 – Render Oficina 1



A2-16 – Render Oficina 2



A2-17 – Render Oficina 3

ANEXO III

Verificaciones columna C29

Datos del pilar C29	
	Geometría
	Dimensiones : 40x40 cm
	Tramo : -3.100/1.000 m
	Altura libre : 3.10 m
	Recubrimiento geométrico : 2.0 cm
	Tamaño máximo de árido : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-25	Plano ZX : 1.55 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 1.55 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ8
Cara X : 2Ø16	Separación : 19 cm
Cara Y : 2Ø16	
Cuantía : 1.01 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima $s_{l,min}$ entre la armadura longitudinal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

$$148 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{24} \text{ mm}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos solicitados a compresión con estribos cerrados o con zunchos en espiral, la separación libre mínima $s_{e,min}$ entre la armadura transversal debe ser (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

$$190 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

Verificaciones columna C29

$$s_2 = 40 \text{ mm} \qquad s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag} \qquad s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{be} : \underline{8.0} \text{ mm}$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso. $d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$

La separación vertical s de los estribos cerrados debe ser (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max} \qquad 190 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 . $s_{t,max} : \underline{192} \text{ mm}$

$$s_1 = 12 \cdot d_b \qquad s_1 : \underline{192} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be} \qquad s_2 : \underline{384} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min} \qquad s_3 : \underline{400} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada. $d_b : \underline{16.0} \text{ mm}$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{be} : \underline{8.0} \text{ mm}$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna. $b_{min} : \underline{400} \text{ mm}$

Todas las barras, con excepción de las pretensadas, deben estar encerradas por medio de estribos transversales cerrados, cuyo diámetro mínimo será función del diámetro de las barras (Artículo 7.10.5.1):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm} \qquad \text{Ø8} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa. $d_b : \underline{\text{Ø16}}$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{be} : \underline{\text{Ø8}}$

Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.9.1)

El área de armadura longitudinal, A_{st} , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g \qquad 16.09 \text{ cm}^2 \geq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g \qquad 16.09 \text{ cm}^2 \leq 128.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón. $A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$

Verificaciones columna C29

Estado límite de agotamiento frente a cortante (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.081} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{u,x}: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. **V_{u,x}** : 0.320 t

V_{u,y} : 1.893 t

φ·V_n: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

φ·V_n : 23.825 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·Qd+1.6·Qa(1)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c \quad V_n : \underline{31.767} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando el valor de M_m resulte negativo, el valor de V_c se debe obtener de la expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c : \underline{31.767} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_c : 254.84 kp/cm²

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 400 mm

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

d : 298 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : -17.408 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección considerada.

M_u : 0.545 t·m

Verificaciones columna C29

N_u : Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.	N_u : <u>110.346</u> t
h : Altura total de la sección transversal de un elemento.	h : <u>400.00</u> mm
A_g : Área total de la sección de hormigón.	A_g : <u>1600.00</u> cm ²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c \qquad \mathbf{V_n} : \underline{31.767} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando el valor de M_m resulte negativo, el valor de V_c se debe obtener de la expresión:

$$\mathbf{V_c} = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}} \qquad \mathbf{V_c} : \underline{31.767} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$\mathbf{b_w} : \underline{400} \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$\mathbf{d} : \underline{298} \text{ mm}$$

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$\mathbf{M_m} : \underline{-14.728} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección considerada.

$$\mathbf{M_u} : \underline{3.226} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u: Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

$$\mathbf{N_u} : \underline{110.346} \text{ t}$$

h: Altura total de la sección transversal de un elemento.

$$\mathbf{h} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A_g} : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·Qd+1.6·Qa(1)+1.6·QL(2)".

Se debe satisfacer:

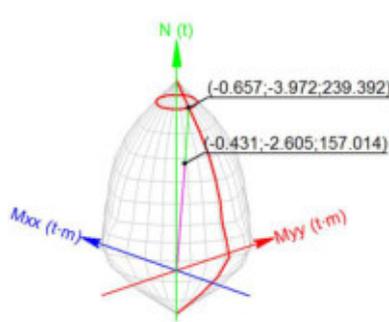
Verificaciones columna C29

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

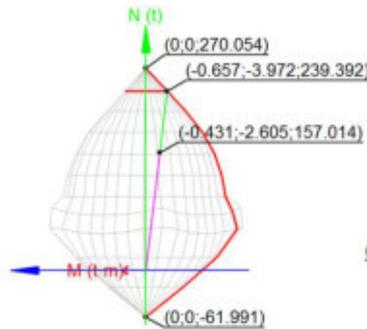
$$\eta : \underline{0.656} \quad \checkmark$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$$

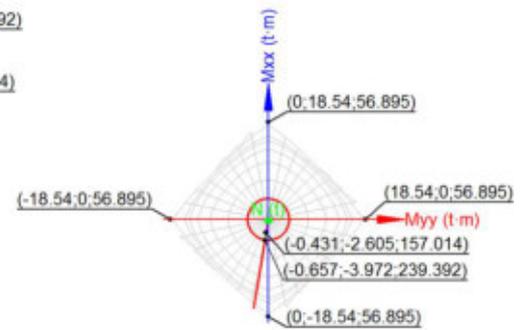
$$157.014 \text{ t} \leq 214.229 \text{ t} \quad \checkmark$$



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{157.014} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-2.605} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.431} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{239.392} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{-3.972} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{-0.657} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad

En el eje x:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

$$13.4 \leq 22.0 \quad \checkmark$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{1.550} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

En el eje y:

Se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

Verificaciones columna C29

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22$$

$$13.4 \leq 22.0$$



Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{1.550} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento comprimido.

$$r : \underline{11.55} \text{ cm}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}]$$

$$\phi \cdot P_{n,max} : \underline{214.229} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1600.00} \text{ cm}^2$$

A_{st} : Área total de la armadura longitudinal no tesa.

$$A_{st} : \underline{16.09} \text{ cm}^2$$

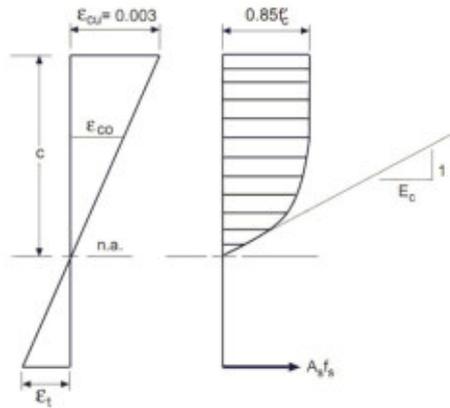
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y . Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.
- La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

Verificaciones columna C29

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f'_c : 254.84 kp/cm²

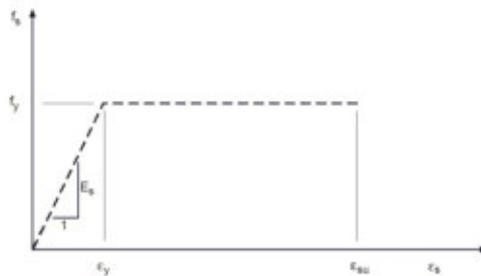
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Verificaciones viga centradora

Referencia: VC.S-2.1 [C21 - C22] (Viga centradora) -Dimensiones: 40.0 cm x 60.0 cm -Armadura superior: 4Ø20 -Armadura de piel: 1x2Ø12 -Armadura inferior: 4Ø20 -Estribos: 1xØ8c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Norma CIRSOC 201-2005. Artículo 7.6.1</i>	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 19.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Norma CIRSOC 201-2005. Artículo 7.6.1</i> - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 7.4 cm Calculado: 7.4 cm Calculado: 22.6 cm	Cumple Cumple Cumple
Separación máxima estribos: - Situaciones persistentes: <i>Norma CIRSOC 201-2005. Artículo 11.5.5</i>	Máximo: 27.1 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> - Armadura superior: - Armadura inferior: - Armadura de piel:	Máximo: 30 cm Calculado: 7.4 cm Calculado: 7.4 cm Calculado: 22.6 cm	Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima para los estribos: - Situaciones persistentes: <i>Norma CIRSOC 201-2005. Artículo 11.5.6.3</i>	Mínimo: 3.14 cm ² /m Calculado: 5.03 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: <i>Artículo 5.4.2.1 del Eurocódigo-2</i> - Armadura inferior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 0.0015 Calculado: 0.0052 Calculado: 0.0052	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: <i>Norma CIRSOC 201-2005. Artículo 10.5.</i> - Armadura inferior (Situaciones persistentes): - Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 12.56 cm ² Mínimo: 6.84 cm ² Mínimo: 8 cm ²	Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:	Momento flector: 7.27 t·m Axil: ± 0.00 t Momento flector: -12.35 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 72 cm Calculado: 73 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 55 cm Calculado: 56 cm	Cumple
Longitud de anclaje de las barras de piel origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 43 cm Calculado: 44 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 32 cm Calculado: 32 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 55 cm Calculado: 56 cm	Cumple

Verificaciones viga V-319

Datos de la viga V-319																					
	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; background-color: #cccccc;">Geometría</th> </tr> <tr> <td>Dimensiones</td> <td>: 25x90</td> </tr> <tr> <td>Luz libre</td> <td>: 4.8 m</td> </tr> <tr> <td>Recubrimiento geométrico superior</td> <td>: 2.0 cm</td> </tr> <tr> <td>Recubrimiento geométrico inferior</td> <td>: 2.0 cm</td> </tr> <tr> <td>Recubrimiento geométrico lateral</td> <td>: 2.0 cm</td> </tr> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; background-color: #cccccc;">Materiales</th> </tr> <tr> <td>Hormigón</td> <td>: H-25</td> </tr> <tr> <td>Armadura longitudinal</td> <td>: ADN 420</td> </tr> <tr> <td>Armadura transversal</td> <td>: ADN 420</td> </tr> </table>	Geometría		Dimensiones	: 25x90	Luz libre	: 4.8 m	Recubrimiento geométrico superior	: 2.0 cm	Recubrimiento geométrico inferior	: 2.0 cm	Recubrimiento geométrico lateral	: 2.0 cm	Materiales		Hormigón	: H-25	Armadura longitudinal	: ADN 420	Armadura transversal	: ADN 420
Geometría																					
Dimensiones	: 25x90																				
Luz libre	: 4.8 m																				
Recubrimiento geométrico superior	: 2.0 cm																				
Recubrimiento geométrico inferior	: 2.0 cm																				
Recubrimiento geométrico lateral	: 2.0 cm																				
Materiales																					
Hormigón	: H-25																				
Armadura longitudinal	: ADN 420																				
Armadura transversal	: ADN 420																				

Viga	Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-319: A15 - A12	$f_{A,max}$: 0.75 mm $f_{A,lim}$: 14.38 mm	CUMPLE

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-319: A15 - A12

Disposiciones relativas a las armaduras (CIRSOC 201-2005, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La separación libre mínima $s_{l,min}$ entre la armadura en una capa en elementos solicitados a flexión debe ser (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{l,min}$$

$$79 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$$s_{l,min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{12} \text{ mm}$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Verificaciones viga V-319

Armadura mínima y máxima (CIRSOC 201-2005, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$. Los requisitos no necesitan ser aplicados si el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$A_s \geq \frac{4}{3} A_{s,req}$$

$$3.25 \text{ cm}^2 \geq 2.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$A_{s,req}$: Área de refuerzo longitudinal a tracción requerida por análisis.

$$A_{s,req} : \underline{1.50} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (CIRSOC 201-2005, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.247} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{5.317} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{21.545} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.2·Qd+1.6·Qa(1)".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{28.726} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(\sqrt{f'_c} + 120 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{16.293} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{33.104} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Verificaciones viga V-319

Donde:

f_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f_c : 254.84 kp/cm²

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.002

Siendo:

A_s: Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

A_s : 3.25 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

b_w : 250 mm

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

d : 866 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 4.940 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección considerada.

M_u : 4.940 t·m

N_u: Esfuerzo axial mayorado, normal a la sección transversal.

N_u : 0.000 t

h: Altura total de la sección transversal de un elemento.

h : 900.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_g : 2250.00 cm²

Resistencia al corte proporcionada por la armadura correspondiente (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

V_s : 12.433 t

V_s se debe considerar en todos los casos (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

V_s : 73.564 t

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de la armadura de corte existente en una distancia s.

A_v : 1.01 cm²

f_{yt}: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_{yt} : 4281.35 kp/cm²

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

d : 866 mm

Verificaciones viga V-319

s: Separación entre los centros de la armadura transversal, en dirección paralela a la armadura longitudinal.

$$s : \underline{300} \text{ mm}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación s de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{\max}$$

$$300 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_{\max} : \underline{400} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{435} \text{ mm}$$

$$s_2 = 400 \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{400} \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$d : \underline{866} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Se debe colocar un área mínima de armadura de corte, A_{v,min}, en todo elemento de hormigón armado, pretensado y no pretensado, solicitado a flexión (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,\min}$$

$$1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.59 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,\min} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \geq 0.33 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v,\min} : \underline{0.59} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{254.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{250} \text{ mm}$$

s: Separación entre los centros de la armadura transversal, en dirección paralela a la armadura longitudinal.

$$s : \underline{300} \text{ mm}$$

Verificaciones viga V-319

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} : \underline{4281.35} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.400 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.603} \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$P_u : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{6.693} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\phi \cdot P_n : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \underline{11.101} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

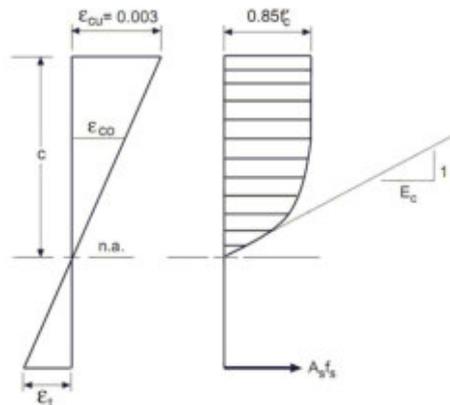
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- Para la determinación de la resistencia nominal de una sección, se debe considerar como máxima deformación en la fibra extrema del hormigón sometida a compresión un valor igual a 0.003.
- La tensión en el acero se debe calcular como E_s veces la deformación de la armadura, siempre que dicha tensión resulte menor que la tensión de fluencia especificada f_y . Para deformaciones mayores que la correspondiente a f_y , la tensión se debe considerar independiente de la deformación, e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del hormigón no se debe considerar en el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión y a cargas axiales.

Verificaciones viga V-319

- (f) La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón, se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica, o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida en forma sustancial con los resultados de ensayos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f'_c : 254.84 kp/cm²

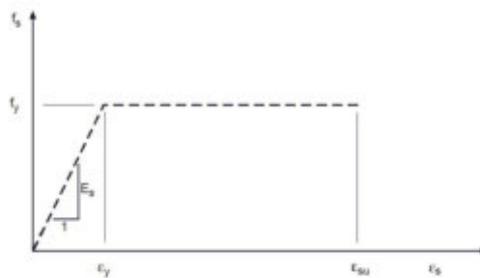
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

ϵ_{cu} : 0.0030

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

ϵ_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara lateral derecha (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$S \leq S_{max}$$

$$278.00 \text{ mm} \leq 699.34 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Verificaciones viga V-319

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.400 m del nudo A15, para la combinación de acciones PP+CM+Qd+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 91.00 mm, Y = -416.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras. **s** : 278.00 mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre armaduras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : 699.34 mm

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c \quad \mathbf{s_1} : \underline{815.84} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) \quad \mathbf{s_2} : \underline{699.34} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la armadura. **f_s** : 1224.39 kp/cm²

c_c: Distancia entre la superficie de la armadura y la cara traccionada. **c_c** : 28.00 mm

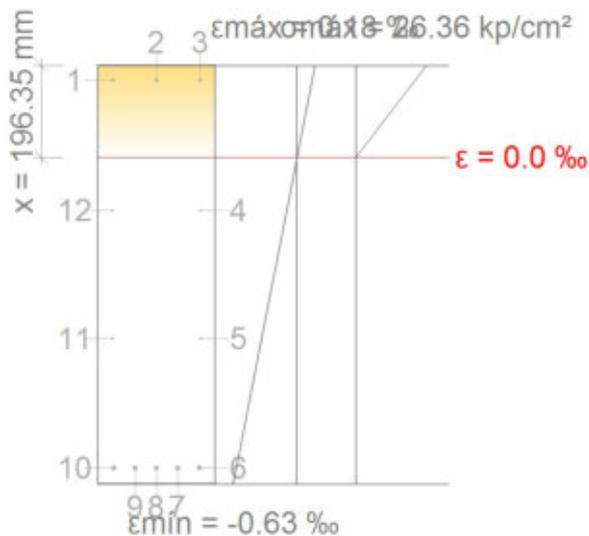
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

M_{ed,X}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **M_{ed,X}** : 0.000 t·m

M_{ed,Y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **M_{ed,Y}** : 5.558 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
4	Ø6	94.00	140.00	0.00	-0.000102
5	Ø6	94.00	-138.00	0.00	-0.000351
6	Ø12	91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
7	Ø12	45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601

Verificaciones viga V-319

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
8	Ø12	0.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
9	Ø12	-45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601
10	Ø12	-91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
11	Ø6	-94.00	-138.00	0.00	-0.000351
12	Ø6	-94.00	140.00	0.00	-0.000102

Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara inferior (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$45.50 \text{ mm} \leq 699.34 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.400 m del nudo A15, para la combinación de acciones PP+CM+Qd+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 91.00 mm, Y = -416.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : \underline{45.50} \text{ mm}$$

s_{max}: Separación máxima permitida entre armaduras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : \underline{699.34} \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : \underline{815.84} \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

$$s_2 : \underline{699.34} \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la armadura.

$$f_s : \underline{1224.39} \text{ kp/cm}^2$$

C_c: Distancia entre la superficie de la armadura y la cara traccionada.

$$C_c : \underline{28.00} \text{ mm}$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

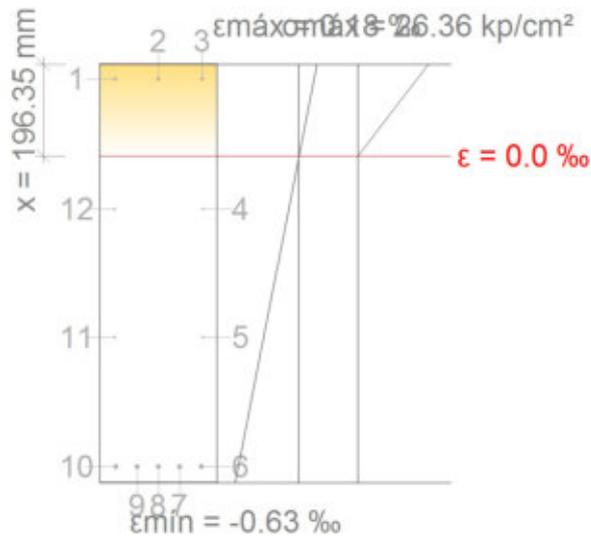
M_{ed,x}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$$M_{ed,x} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ed,y}: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$M_{ed,y} : \underline{5.558} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Verificaciones viga V-319



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø6	94.00	140.00	0.00	-0.000102
5	Ø6	94.00	-138.00	0.00	-0.000351
6	Ø12	91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
7	Ø12	45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601
8	Ø12	0.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
9	Ø12	-45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601
10	Ø12	-91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
11	Ø6	-94.00	-138.00	0.00	-0.000351
12	Ø6	-94.00	140.00	0.00	-0.000102

Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara lateral izquierda (CIRSOC 201-2005, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$$s \leq s_{\max}$$

$$278.00 \text{ mm} \leq 699.34 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.400 m del nudo A15, para la combinación de acciones PP+CM+Qd+0.5·Qa(1). El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -91.00 mm, Y = -416.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : 278.00 \text{ mm}$$

s_{max}: Separación máxima permitida entre armaduras, calculada como el menor de los siguientes valores:

$$s_{\max} : 699.34 \text{ mm}$$

$$s_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c$$

$$s_1 : 815.84 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

$$s_2 : 699.34 \text{ mm}$$

Verificaciones viga V-319

Siendo:

f_s : [MPa] Tensión de tracción de la armadura.

f_s : 1224.39 kp/cm²

C_c : Distancia entre la superficie de la armadura y la cara traccionada.

C_c : 28.00 mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

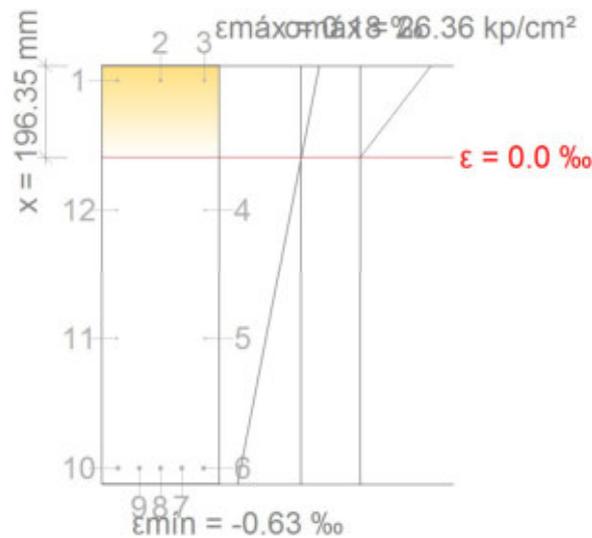
N_{ed} : 0.000 t

$M_{ed,x}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$: 0.000 t·m

$M_{ed,y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$: 5.558 t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
4	Ø6	94.00	140.00	0.00	-0.000102
5	Ø6	94.00	-138.00	0.00	-0.000351
6	Ø12	91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
7	Ø12	45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601
8	Ø12	0.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
9	Ø12	-45.50	-416.00	-1224.39	-0.000601
10	Ø12	-91.00	-416.00	-1224.39	-0.000601
11	Ø6	-94.00	-138.00	0.00	-0.000351
12	Ø6	-94.00	140.00	0.00	-0.000102

COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.77 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento

$$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$$

$$0.75 \text{ mm} \leq 14.38 \text{ mm} \checkmark$$

Verificaciones viga V-319

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$f_{A,lim}$: 14.38 mm

$$f_{A,lim} = L/480$$

L: longitud de referencia

L : 6.90 m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

$f_{A,max}$: 0.75 mm

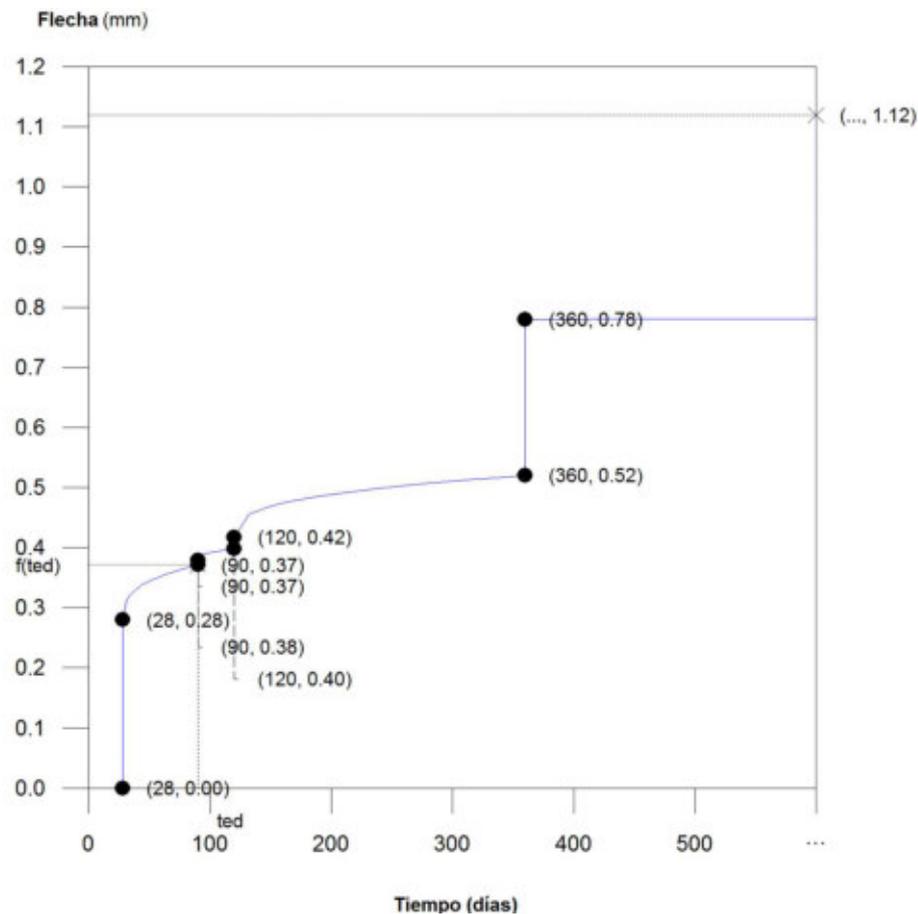
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: 1.12 mm

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_r (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dir}(t_0, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.28	0.28	0.09	0.37	0.37
2-3	90	120	0.37	0.01	0.38	0.02	0.40	0.40
3-4	120	360	0.40	0.02	0.42	0.10	0.52	0.52
4-∞	360	∞	0.52	0.26	0.78	0.34	1.12	1.12

Verificaciones viga V-319

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm ²)	I_e (cm ⁴)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	240411.63	1396108.00	0.28	0.28	0.28
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería, Qd - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Qd - Tabiquería	253292.41	1396263.12	0.29	0.01	0.29
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento, Qd - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento	254880.46	1396395.35	0.31	0.02	0.31
4	12 meses	Sobrecarga (Uso 1), Sobrecarga (Uso 2), QL (Uso 2)	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento	258148.29	1393600.01	0.57	0.26	0.57

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial 't_i'

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\frac{t_i}{4 + 0.85t_i}}$$

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
1	28 días	Peso propio	1396108.00	1396108.00
2	90 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Qd - Tabiquería	1396263.12	1396108.00
3	120 días	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Qd - Tabiquería, Qd - Pavimento	1396395.35	1396108.00

Verificaciones viga V-319

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
4	12 meses	Peso propio, Cargas muertas - Tabiquería, Cargas muertas - Pavimento, Sobrecarga (Uso 1), Sobrecarga (Uso 2), Qd - Tabiquería, Qd - Pavimento, QL (Uso 2)	1393600.01	1393600.01

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \min_{j=1}^{j=i} (I_{e,v,j})$$

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento+QL (Uso 2)"

$$I_{e,v} : 1393600.01 \text{ cm}^4$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

α_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0.8	0	0	0	0.041	0.16

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : 1518750.00 \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : 1518750.00 \text{ cm}^4$$

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$$I_{ee2} : 714583.33 \text{ cm}^4$$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

Verificaciones viga V-319

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	1518750.00	157826.70	11.18	0.62	1518750.00
Centro de vano	1518750.00	258632.86	11.61	2.55	1518750.00
Extremo (2)	714583.33	90900.84	-6.85	-2.31	714583.33

Siendo:

- I_b** : momento de inercia de la sección bruta
- I_f** : momento de inercia de la sección fisurada
- M_f** : momento de fisuración de la sección
- M_a** : momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum (\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f))$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.28	0.28	0.67	1.00	0.33	0.09
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Qd - Tabiquería	0.01	0.29	1.00	1.07	0.07	0.02
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento	0.02	0.31	1.07	1.40	0.33	0.10

Verificaciones viga V-319

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
4- ∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga (Uso 1)+Qd - Tabiquería+Qd - Pavimento	0.26	0.57	1.40	2.00	0.60	0.34

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga "i"

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$$\lambda = \xi(t_i, t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 0.37 mm

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

VERIFICACIONES COLUMNA N11/N12:

Perfil: W310X38.7 Material: Acero (F-36)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N11	N12	3.400	49.40	8490.00	720.00	12.50
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
β	0.50	0.50	0.15	0.00		
L _K	1.700	1.700	0.500	0.000		
C _b	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

λ : 45 ✓

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

λ : 45

Donde:

L: Longitud de la barra

L : 3400 mm

K: Factor de longitud efectiva.

K : 0.50

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

r_y : 3.82 cm

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

r_y : 3.82 cm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

I_y : 720.00 cm⁴

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A : 49.40 cm²

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.447} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N11, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot Qd + 1.6 \cdot QL$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{59.230} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{132.398} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{147.108} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2977.90} \text{ kp/cm}^2$$

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{143552.29} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{163000.00} \text{ cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.15}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{3400} \text{ mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{12.50} \text{ cm}^4$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{8490.00} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{119658.52} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_{ey} : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.50}$$

$$K_y : \underline{0.50}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3400} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{13.11} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.82} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{8490.00} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

$$Q = Q_s Q_a$$

$$Q : \underline{0.93}$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

a) para alas en pilares laminados u otras barras comprimidas que incluyan elementos no rigidizados

i) Cuando: $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0$$

$$Q_s : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

$$b : \underline{82.50} \text{ mm}$$

t: Espesor del ala

$$t : \underline{9.65} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{\text{eff}}}{A}$$

$$Q_a : \underline{0.93}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra. **A** : 49.40 cm²

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h_e'. **A_{eff}** : 46.18 cm²

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

i) Cuando: $\frac{h}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}$

$$h_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq h$$

h_e : 235.56 mm

Donde:

f = F_{cr} **f** : 3154.27 kp/cm²

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que Q = 1.0

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado **h** : 290.70 mm

t: Espesor del alma **t** : 5.84 mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : 2038735.98 kp/cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

η_M : 0.280 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Qd+1.6·QL.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD **M_r** : 5.637 t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión **M_c** : 20.147 t·m

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión **φ_b** : 0.90

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1 **M_n** : 22.385 t·m

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{22.385} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{610.00} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b: Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{1583.72} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.82} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.277} \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot Qd + X - X(-)$.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{1.224} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{4.426} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{4.917} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{1.224} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{1.072} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_n : \underline{4.917} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{134.00} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

$$S_y : \underline{87.27} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{82.50} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot Qd + X \cdot X(-)$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.661} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{63.106} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{70.117} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2b_f t_f$$

$$A_w : \underline{31.85} \text{ cm}^2$$

Donde:

b_f: Anchura total del ala

$$b_f : \underline{165.00} \text{ mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : \underline{9.65} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

$$b : \underline{82.50} \text{ mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : \underline{9.65} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.047} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Qd+1.6·QL.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.889} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{39.862} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante
 V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

ϕ_v : 1.00

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$V_n = 0.6F_y A_w C_v$

V_n : 39.862 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

$A_w = dt_w$

A_w : 18.10 cm²

Donde:

d : Canto total

d : 310.00 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 5.84 mm

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

C_v : 1.00

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 290.70 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 290.70 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 5.84 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$\eta \leq 1$

η : 0.985 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Qd+QL+X-X(-).

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta = \frac{T}{T_c} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.985} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right]^2 \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.970} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c = \phi_T T_n$$

$$T_c : \underline{0.257} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n = F_n C$$

$$T_n : \underline{0.285} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{12.95} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n = 0.6F_y$$

$$F_n : \underline{2201.83} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Esfuerzos y armado fundación tabique de ascensor

Esfuerzos:

Sector	Estado	Aprov.	Esfuerzos							
			Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy
Cimentación - NPT Cocheras	Arm. vert. der.	2.41	-21.00	-3.25	0.11	-0.42	-0.01	-0.00	---	---
	Arm. horz. der.	0.33	-21.00	-3.25	0.11	0.42	-0.01	-0.00	---	---
	Arm. vert. izq.	2.41	-21.00	-3.25	0.11	0.42	-0.01	-0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	0.31	-21.00	-3.25	0.11	0.42	-0.01	-0.00	---	---
	Hormigón	4.37	-20.56	-2.19	-4.73	0.41	-0.00	0.02	---	---
Arm. transve.	0.05	-20.80	-1.81	-1.53	---	---	---	-0.04	0.05	
NPT Cocheras - NIVEL DE VEREDA	Arm. vert. der.	2.67	-23.21	-5.39	-3.79	-0.46	0.26	-0.03	---	---
	Arm. horz. der.	0.58	-15.56	-2.51	0.08	0.31	-0.29	-0.02	---	---
	Arm. vert. izq.	2.67	-23.21	-5.39	-3.79	0.46	0.26	-0.03	---	---
	Arm. horz. izq.	0.73	-23.21	-5.39	-3.79	0.46	0.26	-0.03	---	---
	Hormigón	4.61	-23.21	-5.39	-3.79	-0.46	0.26	-0.03	---	---
Arm. transve.	0.37	-18.38	-3.54	-2.05	---	---	---	0.47	0.10	
NIVEL DE VEREDA - PB	Arm. vert. der.	3.91	-27.00	-6.15	12.85	-0.54	1.45	-0.45	---	---
	Arm. horz. der.	1.00	-16.71	-4.18	0.46	-0.33	-0.51	-0.12	---	---
	Arm. vert. izq.	4.90	-27.00	-6.15	12.85	1.53	1.45	-0.45	---	---
	Arm. horz. izq.	2.39	-28.17	-12.79	13.78	1.53	1.46	-0.45	---	---
	Hormigón	8.85	-27.00	-6.15	12.85	1.53	1.45	-0.45	---	---
Arm. transve.	1.05	-18.07	-5.58	3.75	---	---	---	-1.22	0.62	
PB - 1er PISO	Arm. vert. der.	3.21	-11.40	-1.39	0.54	-0.42	-0.09	0.06	---	---
	Arm. horz. der.	0.48	-11.40	-1.39	0.54	0.23	-0.09	0.06	---	---
	Arm. vert. izq.	2.98	-12.62	-1.57	-0.23	0.25	-0.03	-0.03	---	---
	Arm. horz. izq.	0.59	-10.30	-1.17	0.15	0.21	0.16	0.01	---	---
	Hormigón	5.49	-12.33	-0.66	-0.62	0.25	-0.06	-0.00	---	---
Arm. transve.	0.59	-10.95	0.37	0.21	---	---	---	0.42	0.23	
1er PISO - 2do PISO	Arm. vert. der.	1.71	-8.99	-0.01	0.08	-0.18	-0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. der.	0.01	-4.70	-0.02	0.05	0.09	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. izq.	1.71	-8.99	-0.01	0.08	0.18	-0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	0.01	-7.79	-0.03	-0.05	-0.16	0.00	0.00	---	---
	Hormigón	3.21	-8.99	-0.01	0.08	0.18	-0.00	0.00	---	---
Arm. transve.	0.00	-7.94	-0.01	0.06	---	---	---	0.00	-0.00	
2do PISO - 3er PISO	Arm. vert. der.	1.29	-6.80	-0.01	0.06	-0.14	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. der.	0.00	-3.40	-0.00	-0.04	0.07	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. izq.	1.29	-6.80	-0.01	0.06	0.14	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	0.00	-6.71	-0.02	-0.01	-0.13	0.00	0.00	---	---
	Hormigón	2.43	-6.80	-0.01	0.06	0.14	-0.00	-0.00	---	---
Arm. transve.	0.00	-6.00	-0.01	-0.08	---	---	---	-0.00	0.00	
3er PISO - Azotea	Arm. vert. der.	0.89	-4.66	-0.00	0.03	-0.09	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. der.	0.00	-2.38	0.02	-0.02	-0.05	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. izq.	0.89	-4.66	-0.00	0.03	0.09	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	0.02	-1.45	0.01	0.01	0.03	0.01	0.00	---	---
	Hormigón	1.67	-4.66	-0.00	0.03	-0.09	0.00	-0.00	---	---
Arm. transve.	0.02	-2.93	0.01	0.08	---	---	---	0.01	0.00	
Azotea - Tanque	Arm. vert. der.	0.66	-1.01	0.15	-0.05	-0.17	-0.02	-0.00	---	---
	Arm. horz. der.	0.05	-0.54	0.01	-0.10	0.01	-0.02	-0.02	---	---
	Arm. vert. izq.	0.48	-2.52	0.03	0.03	0.05	-0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. izq.	0.18	-0.33	0.43	0.09	-0.01	0.11	-0.01	---	---
	Hormigón	1.20	-1.01	0.15	-0.05	-0.17	-0.02	-0.00	---	---
Arm. transve.	0.14	-0.98	0.35	0.21	---	---	---	-0.10	0.06	

Esfuerzos y armado fundación tabique de ascensor

Aprovechamiento: Nivel de tensiones (relación entre la tensión máxima y la admisible).
Equivale al inverso del coeficiente de seguridad.

Nx : Axil vertical(t/m).

Ny : Axil horizontal (t/m).

Nxy: Axil tangencial (t/m).

Mx : Momento vertical (alrededor del eje horizontal) (t·m/m).

My : Momento horizontal (alrededor del eje vertical) (t·m/m).

Mxy: Momento torsor (t·m/m).

Qx : Cortante transversal vertical (t/m).

Qy : Cortante transversal horizontal (t/m).

Listado de armados

Sector	Espesores	Arm.ver	Arm.hor	Arm.Trans	F.C.
Cimentación - NPT Cocheras	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm	0	100 %
	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm		
NPT Cocheras - NIVEL DE VEREDA	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm	0	100 %
	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm		
NIVEL DE VEREDA - PB	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm	0	100 %
	0.15 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/25 cm		
PB - 1er PISO	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm	0	100 %
	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm		
1er PISO - 2do PISO	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm	0	100 %
	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm		
2do PISO - 3er PISO	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm	0	100 %
	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm		
3er PISO - Azotea	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm	0	100 %
	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm		
Azotea - Tanque	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm	0	100 %
	0.1 m	Ø8c/20 cm	Ø10c/30 cm		

Para cada planta la línea superior hace referencia al lado izquierdo del muro y la inferior al lado derecho.

F.C. = El factor de cumplimiento indica el porcentaje de área en el cual el armado y espesor de hormigón son suficientes.

VERIFICACIONES VIGA METÁLICA N11/N12:

Perfil: W310X38.7 Material: Acero (F-36)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N11	N12	3.400	49.40	8490.00	720.00	12.50
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral		
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
β	0.50	0.50	0.15	0.00		
L _K	1.700	1.700	0.500	0.000		
C _b	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{45} \quad \checkmark$$

Donde:

λ: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{45}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\underline{L} : \underline{3400} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\underline{K} : \underline{0.50}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$\underline{r_y} : \underline{3.82} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$\underline{r_y} : \underline{3.82} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\underline{I_y} : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\underline{A} : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.447} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N11, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot Qd + 1.6 \cdot QL$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{59.230} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{132.398} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

$$P_n : \underline{147.108} \text{ t}$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2977.90} \text{ kp/cm}^2$$

a) Cuando: $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e : \underline{143552.29} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{163000.00} \text{ cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.15}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{3400} \text{ mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{12.50} \text{ cm}^4$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{8490.00} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{119658.52} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_{ey} : \underline{10147.72} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.50}$$

$$K_y : \underline{0.50}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3400} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{13.11} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.82} \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{8490.00} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

$$Q = Q_s Q_a$$

$$Q : \underline{0.93}$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

a) para alas en pilares laminados u otras barras comprimidas que incluyan elementos no rigidizados

i) Cuando: $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0$$

$$Q_s : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Ancho del elemento comprimido no rigidizado

$$b : \underline{82.50} \text{ mm}$$

t: Espesor del ala

$$t : \underline{9.65} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{\text{eff}}}{A}$$

$$Q_a : \underline{0.93}$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra. **A** : 49.40 cm²

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h_e'. **A_{eff}** : 46.18 cm²

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

i) Cuando: $\frac{h}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}$

$$h_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{h}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq h$$

h_e : 235.56 mm

Donde:

f = F_{cr} **f** : 3154.27 kp/cm²

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que Q = 1.0

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado **h** : 290.70 mm

t: Espesor del alma **t** : 5.84 mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : 2038735.98 kp/cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

η_M : 0.280 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Qd+1.6·QL.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD **M_r** : 5.637 t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión **M_c** : 20.147 t·m

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión **φ_b** : 0.90

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1 **M_n** : 22.385 t·m

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{22.385} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{610.00} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b: Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{1583.72} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{3.82} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{49.40} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.277} \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot Qd + X - X(-)$.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{1.224} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{4.426} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{4.917} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{1.224} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{1.072} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_n : \underline{4.917} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{134.00} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

$$S_y : \underline{87.27} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{720.00} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{82.50} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $0.9\cdot PP + 0.9\cdot Qd + X-X(-)$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.661} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{63.106} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{70.117} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2b_f t_f$$

$$A_w : \underline{31.85} \text{ cm}^2$$

Donde:

b_f: Anchura total del ala

$$b_f : \underline{165.00} \text{ mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : \underline{9.65} \text{ mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

$$b : \underline{82.50} \text{ mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : \underline{9.65} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.047} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·Qd+1.6·QL.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.889} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{39.862} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

ϕ_v : 1.00

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

V_n : 39.862 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

$$A_w = d t_w$$

A_w : 18.10 cm²

Donde:

d : Canto total

d : 310.00 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 5.84 mm

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

C_v : 1.00

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 290.70 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(a) \text{ si } \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 290.70 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 5.84 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

η : 0.985 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·Qd+QL+X-X(-).

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta = \frac{T_r}{T_c} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.985} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_T}{F_T} \right]^2 \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.970} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r: Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c = \phi_T T_n$$

$$T_c : \underline{0.257} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_T: Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

T_n: Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n = F_n C$$

$$T_n : \underline{0.285} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{12.95} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n = 0.6F_y$$

$$F_n : \underline{2201.83} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

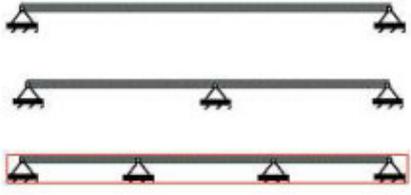
PARÁMETROS DE ENTRADA
DATOS GEOMÉTRICOS

Número de vanos	%	3
Coefficiente de redistribución de negativos	%	15
Luz del vano	m	3.8
Tipo de perfil		MT-100
Espesor	mm	0.8
Canto total	cm	15
Límite de flecha relativo		250
Límite de flecha absoluto	mm	20
Conectores en extremos		NO

Forjados colaborantes HIANSA

Datos geométricos | Materiales | Cargas

Número de vanos



Coefficiente de redistrib. de negativos (%):

Tipo de perfil

MT-60
 MT-76
 MT-100
 Todos

Espesor

0.8mm
 0.9mm
 1.0mm
 1.2mm
 1.5mm

Luz del vano (m):

Canto total (cm):

Lím. flecha rel. (Lv/x):

Lím. flecha abs. (mm):

Conectores en extremos



MATERIALES		
HORMIGÓN		
Tipo de hormigón		NORMAL
Resistencia característica del hormigón	MPa	25
Coefficiente de minoración de resistencia γ_c		1.2
Densidad o peso específico	kN/m ³	24.0
ACEROESTRUCTURAL		
Límite elástico	Mpa	235
Coefficiente de minoración de resistencia γ_a		1.1
ACERO DE ARMADO		
Tipo de acero de armar		B500S
Coefficiente de minoración de resistencia γ_s		1.2
Recubrimiento mecánico superior	cm	2.5

Forjados colaborantes HIANSA

Datos geométricos | **Materiales** | Cargas

Hormigón

H. Normal H. Ligero

Resist. Característica (MPa): HA-25

Coeff. minorac. γ_c : Otro

Valor personalizado para γ_c : 1.2

Peso específico (kN/m³): 24.0

Acero estructural

Límite elástico (MPa): 235

Coeff. minorac. γ_a : 1.1

Acero de armado

B-400S B-500S

Coeff. minoración γ_s : Otro

Valor personalizado para γ_s : 1.2

Recubrimiento mecánico sup. (cm): 2.5

Recubrimiento mecánico inf. (cm):

Calcular

 Ayuda

CARGAS		
Carga superficial		SI
Valor de la carga superficial permanente	kN/m ²	0.765
Valor de la carga superficial variable	kN/m ²	2.45
Alternancia de sobrecargas		NO
Carga lineal		NO
Carga puntual		NO
Coefficiente de mayoración de acciones perman. γ_p		1.2
Coefficiente de mayoración de acciones variables γ_Q		1.6
Carga sísmica		NO
Carga dinámica		NO
Resistencia al fuego		NO

Forjados colaborantes HIANSA

Datos geométricos | Materiales | **Cargas**

<p><i>Superficial</i></p> <p>Permanente (kN/m²): <input type="text" value="0.765"/></p> <p>Variable (kN/m²): <input type="text" value="2.45"/></p> <p><input type="checkbox"/> Alternancia de sobrecargas</p>	<p><i>Lineal</i></p> <p>Valor (kN/m): <input type="text"/></p> <p>Posic. X (m): <input type="text"/></p>	<p><i>Puntual</i></p> <p>Valor (kN): <input type="text"/></p> <p>Posic. X (m): <input type="text"/></p> <p>Posic. Y (m): <input type="text"/></p>
<p><i>Coef. mayoración</i></p> <p>Coef. perman. γ_p: <input type="text" value="Otro"/></p> <p>Valor personalizado γ_p: <input type="text" value="1.2"/></p> <p>Coef. variable γ_Q: <input type="text" value="Otro"/></p> <p>Valor personalizado γ_Q: <input type="text" value="1.6"/></p>	<p><input type="checkbox"/> Resistencia al fuego</p> <p><input checked="" type="radio"/> RF-60 <input type="radio"/> RF-90 <input type="radio"/> RF-120</p> <p><input type="radio"/> RF-180 <input type="radio"/> RF-240</p> <p><input type="checkbox"/> Cargas sísmicas</p> <p>Fuerza horiz (kN/m): <input type="text"/></p>	<p><input type="checkbox"/> Cargas dinámicas</p> <p>Valor (kN): <input type="text"/></p> <p>Frecuencia (Hz): <input type="text"/></p> <p>Posic. X (m): <input type="text"/></p> <p>Posic. Y (m): <input type="text"/></p>

PARÁMETROS DE SALIDA		
FASE DE EJECUCIÓN (art. 7.3.2.1, 7.4.1 y 7.5 de EC4 y parte 1-3 de EC3)		
Coefficiente de seguridad de cargas permanentes, γ_{pe}		1.35
Coefficiente de seguridad de cargas variables, γ_{Qe}		1.35
Momento máximo negativo, $M_{\max \text{neg.d}}$	mkN/m	4.86
Momento máximo positivo, $M_{\max \text{pos.d}}$	mkN/m	6.09
Momento resistente elástico eficaz positivo, M_{Rep}	mkN/m	6.88
Momento resistente elástico eficaz negativo, M_{Ren}	mkN/m	4.86
Comprobación a flexión: $M_{\max \text{pos.d}} \leq M_{Rep}$		CORRECTO
Cortante máximo en apoyos, $V_{e.d}$	kN/m	10.75
Cortante resistente, V_{ue}	kN/m	73.34
Comprobación a cortante: $V_{e.d} \leq 0.5 \cdot V_{ue}$		CORRECTO
Flecha para análisis de embalsamiento (peso propio+sobrec. ejecución), f_{eb}	mm	19.15
Embalsamiento: ($f_{eb} > L_v/250$ o 20mm)		SI
Flecha del forjado (peso propio acero + hormigón), f_{ec}	mm	9.94
Necesidad de apuntalamiento		NO
FASE MIXTA (artículos 7.3.2.2, 7.4.2 y 7.6 de EC4)		
Resultante de compresiones en el hormigón, N_{cf}	kN/m	295.89
Fibra neutra de la sección mixta, x	cm	1.67
Comprobación de los datos		CORRECTO
Momento último resistente, $M_{p.Rd}$	mkN/m	25.12
Momento máximo positivo, $M_{\max \text{pos.d}}^+$	mkN/m	6.02
Comprobación a flexión: ($M_{\max \text{pos.d}}^+ \leq M_{p.Rd}$)		CORRECTO
Momento máximo negativo, $M_{\max \text{neg.d}}^-$	mkN/m	5.94
Cortante último vertical, $V_{v.Rd}$	kN/m	37.77
Cortante vertical máximo, $V_{v.\max \text{.d}}$	kN/m	10.75
Comprobación a cortante vertical: ($V_{v.\max \text{.d}} \leq V_{v.Rd}$)		CORRECTO
Luz de cortante, L_s	m	0.95
Cortante último a rasante, $V_{l.Rd}$	kN/m	15.14
Cortante máximo para rasante, $V_{l.\max \text{.d}}$	kN/m	7.63
Comprobación a rasante: ($V_{l.\max \text{.d}} \leq V_{l.Rd}$)		CORRECTO
Coefficiente de equivalencia a tiempo infinito ($n = E_s/(E_{cm}/2)$)		13.77
Inercia de la sección homogeneizada, I_T	m ⁴ /m	1.425e-05
Inercia homogeneizada de la sección fisurada, I_{Tf}	m ⁴ /m	7.384e-06
Inercia a considerar para el cálculo de la flecha, I_f	m ⁴ /m	1.082e-05
Carga superficial que actúa sobre el forjado, Q_d	kN/m ²	7.41
Flecha, f	mm	2.03
Comprobación de flecha ($f \leq L_v/250$ o 20mm)		CORRECTO

Área de armaduras, A_s	cm²/m	1.18
Diámetro de barras de armadura negativa	mm	10.00
Separación entre barras de armadura negativa	cm	30.00
Volumen de hormigón por unidad de superficie, V_H	m³/m²	0.08
Peso del forjado, Q_{muerta}	kN/m ²	2.15
Mallazo antisuración		#Ø4@20cm

VERIFICACIONES NUDO 10, NUDO 129 Y NUDO 213:

Normas consideradas

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Estados límite

E.L.U. de rotura. Acero laminado	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características

Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

[1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

[2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

[2 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

[3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

[3 S, L] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

[3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

[3 S, W] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

[4 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

[4 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

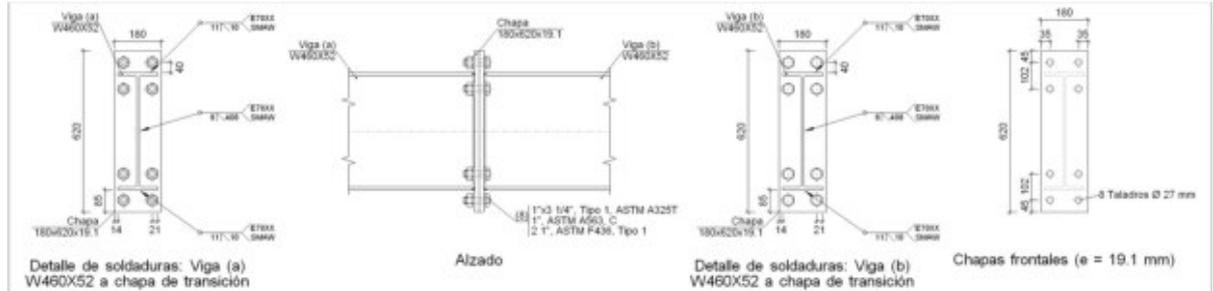
[6] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.000

UNIONES

Memoria de cálculo

Nudo 10

a) Detalle (Ver plano A3-3)



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Viga	W460X52		450	152	10.8	7.6	F-36	3669.7	5198.8

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Chapa frontal		180	620	19.1	8	27	F-36	3669.7	5198.8

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T 1", ASTM A563, C 2 1", ASTM F436, Tipo 1		1"	82.6	ASTM A325	6473.0	8409.8

c) Comprobación

1) Viga (a) W460X52

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	291.14	312.25	93.24
Ala	Aplastamiento	kN	348.96	531.86	65.61
	Tracción	kN	200.97	265.94	75.57
Alma	Tracción	kN	145.57	194.77	74.74

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

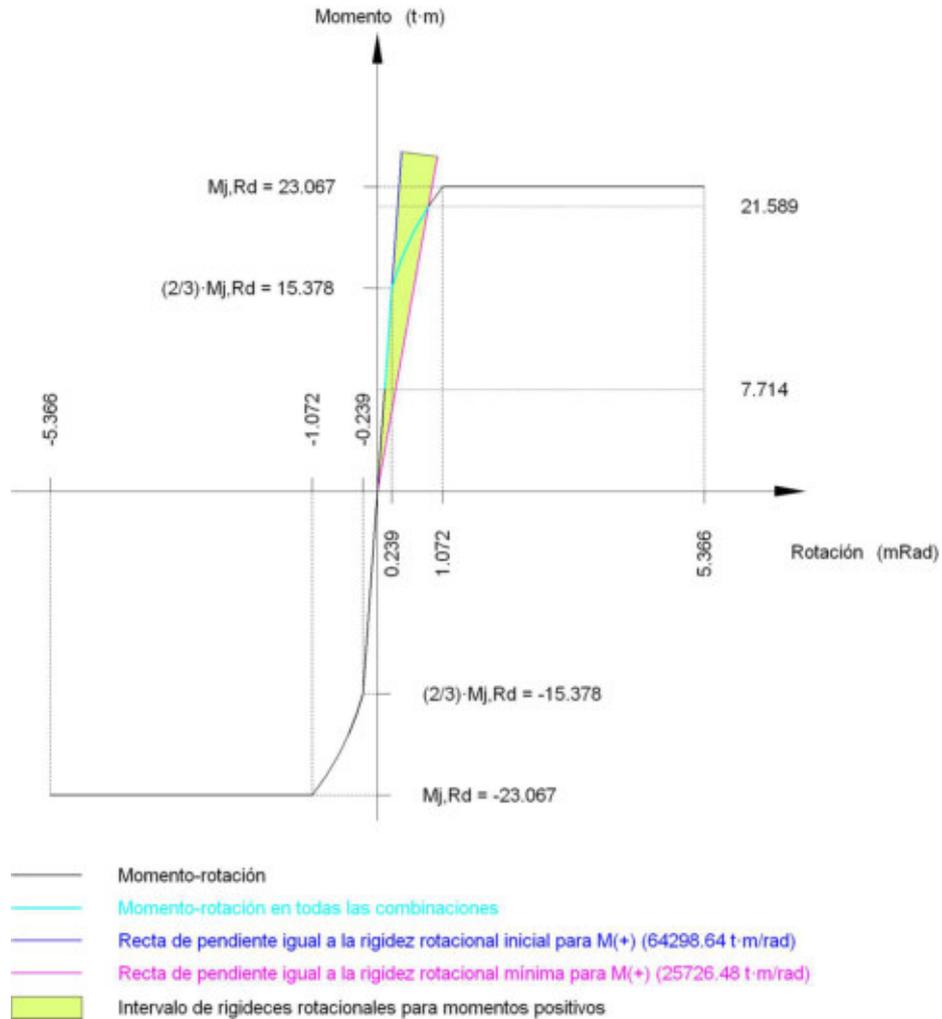
Comprobaciones geométricas						
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Profundidad del surco (mm)
				l_{min} (mm)	l (mm)	
Soldadura del ala superior	A tope en bisel simple	SMAW	11	44	152	11
Soldadura del alma	A tope en bisel simple	SMAW	8	40	408	8
Soldadura del ala inferior	A tope en bisel simple	SMAW	11	44	152	11

*P.S.: Proceso de soldeo.
t: Espesor de la chapa más delgada.
l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.*

Comprobación de resistencia														
Descripción	Lad o (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrod o	Met al Base	Cortante (Met al Soldadura)			Tensiones (Met al Base)			Factor Resistencia		
				F_w (MPa)	F_y (MPa)	Caso pesim o (MPa)	Resistent e (MPa)	Aprov (%)	Caso pesim o (MPa)	Resistent e (MPa)	Aprov (%)	ϕ Material base	ϕ Soldadura	
Soldadura del ala superior	11	11	152	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								
Soldadura del alma	8	8	408	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								
Soldadura del ala inferior	11	11	152	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (t·m/rad)	Plano xz (t·m/rad)
Calculada para momentos positivos	4145.81	64298.64
Calculada para momentos negativos	4145.81	64298.64

Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Relación entre modos 1 y 3	--	1.31	1.80	73.01
Momento resistente	kNm	211.79	226.28	93.59
Capacidad de rotación	mRad	156.395	667	23.46

2) Viga (b) W460X52

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	291.14	312.25	93.24
Ala	Compresión	kN	348.96	531.86	65.61
	Tracción	kN	200.97	265.94	75.57
Alma	Tracción	kN	106.51	309.14	34.46

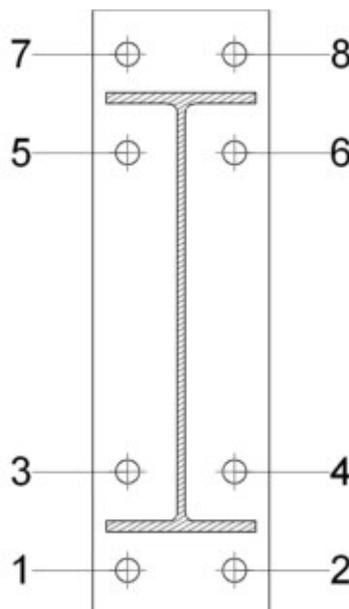
Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

Comprobaciones geométricas						
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Profundidad del surco (mm)
				l_{min} (mm)	l (mm)	
Soldadura del ala superior	A tope en bisel simple	SMAW	11	44	152	11
Soldadura del alma	A tope en bisel simple	SMAW	8	40	408	8
Soldadura del ala inferior	A tope en bisel simple	SMAW	11	44	152	11

*P.S.: Proceso de soldeo.
t: Espesor de la chapa más delgada.
l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.*

Comprobación de resistencia														
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia		
				F_w (MPa)	F_y (MPa)	Caso pesim o (MPa)	Resistent e (MPa)	Aprov (%)	Caso pesim o (MPa)	Resistent e (MPa)	Aprov (%)	ϕ Material base	ϕ Soldadura	
Soldadura del ala superior	11	11	152	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								
Soldadura del alma	8	8	408	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								
Soldadura del ala inferior	11	11	152	E70XX (485.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.								

Pernos y partes roscadas (ANSI/AISC 360-10, J3.)



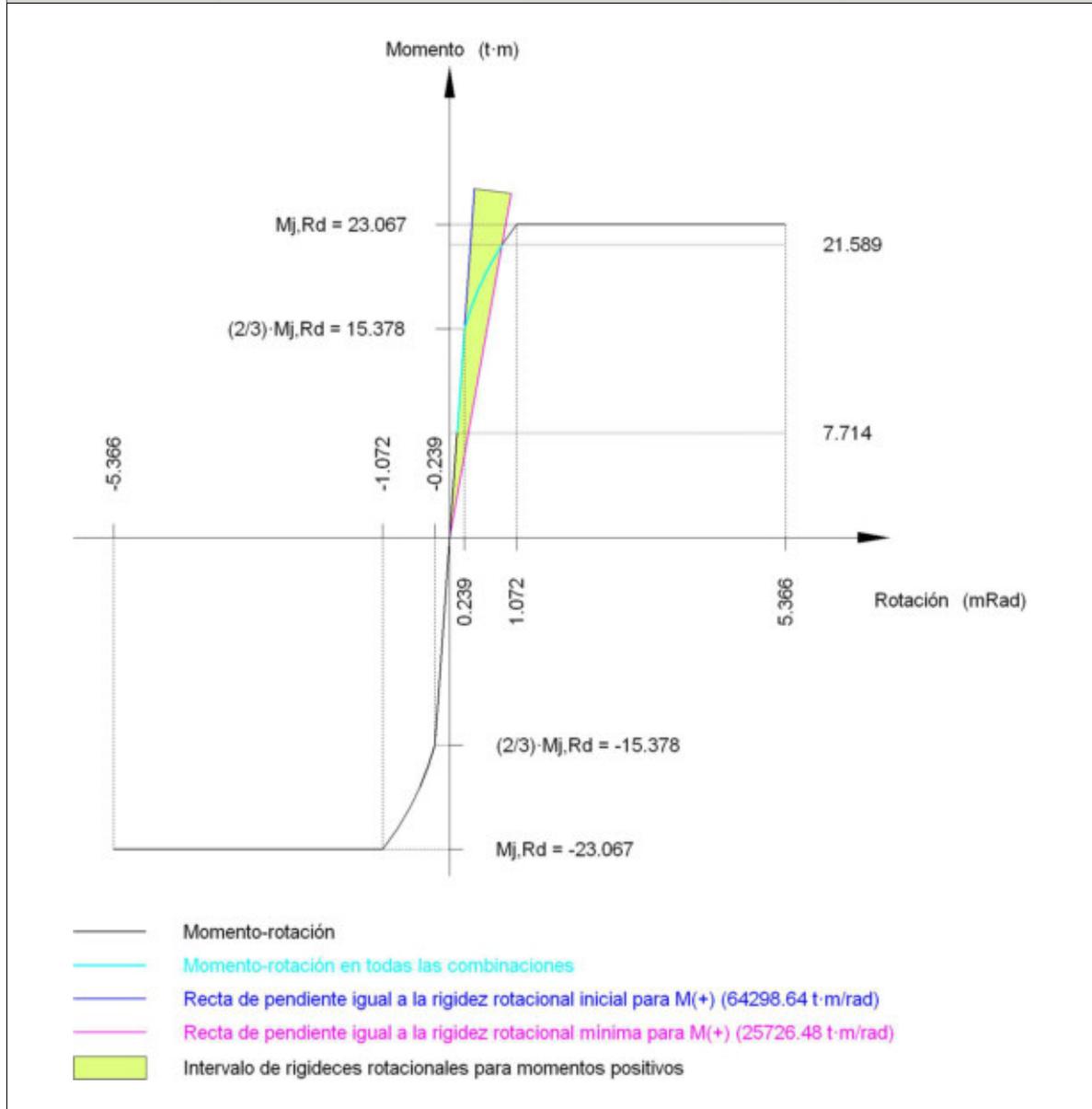
Disposiciones constructivas						
Pernos	Descripción	Diámetro Taladro (mm)	A Borde		Espaciamiento	
			x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
1	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	45	109	102
2	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	45	109	102
3	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	--	109	102
4	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	--	109	102
5	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	--	109	102
6	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	--	109	102
7	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	45	109	102
8	1"x3 1/4", Tipo 1, ASTM A325T	27	35	45	109	102

--: La comprobación no procede.

Resistencia										
Pernos	Corte				Tensión				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Caso pesimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprob.	Caso pesimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
1	Sección transv.	31.36	141.08	22.2	Vástago	0.000	235.144	0.00	22.23	22.23
	Aplastamiento	31.36	275.48	11.3	Punz.	0.000	610.694	0.00		
2	Sección transv.	31.36	141.08	22.2	Vástago	0.000	235.144	0.00	22.23	22.23
	Aplastamiento	31.36	275.48	11.3	Punz.	0.000	610.694	0.00		
3	Sección transv.	31.36	141.08	22.2	Vástago	0.000	235.144	0.00	22.23	22.23
	Aplastamiento	31.36	444.19	7.06	Punz.	0.000	610.694	0.00		
4	Sección transv.	31.36	141.08	22.2	Vástago	0.000	235.144	0.00	22.23	22.23
	Aplastamiento	31.36	444.19	7.06	Punz.	0.000	610.694	0.00		
5	Sección transv.	23.35	141.08	16.5	Vástago	132.45	235.144	56.3	58.71	58.71
	Aplastamiento	23.35	444.13	5.26	Punz.	132.45	610.694	21.6		
6	Sección transv.	23.35	141.08	16.5	Vástago	134.92	235.144	57.3	59.72	59.72
	Aplastamiento	23.35	444.19	5.26	Punz.	134.92	610.694	22.0		
7	Sección transv.	23.35	141.08	16.5	Vástago	204.21	235.144	86.8	88.41	88.41
	Aplastamiento	23.35	444.13	5.26	Punz.	204.21	610.694	33.4		
8	Sección transv.	23.35	141.08	16.5	Vástago	207.04	235.144	88.0	89.59	89.59
	Aplastamiento	23.35	444.19	5.26	Punz.	207.04	610.694	33.9		

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (t·m/rad)	Plano xz (t·m/rad)
Calculada para momentos positivos	4145.81	64298.64
Calculada para momentos negativos	4145.81	64298.64

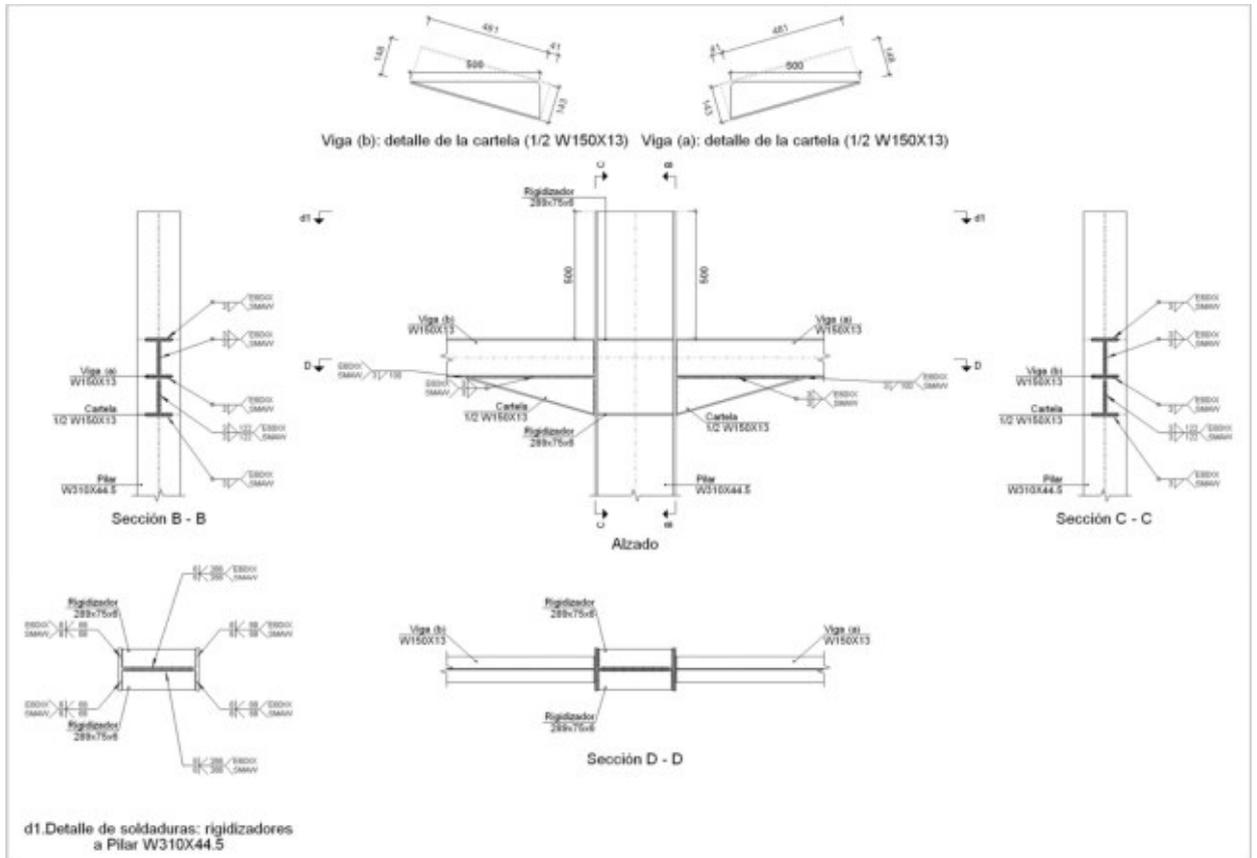
Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Relación entre modos 1 y 3	--	1.31	1.80	73.01
Momento resistente	kNm	211.79	226.28	93.59
Capacidad de rotación	mRad	156.395	667	23.46

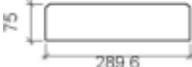
Nudo 213

a) Detalle (Ver plano A3-4)



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	F_y (kp/cm ²)	F_u (kp/cm ²)
Pilar	W310X44.5		312	166	11.2	6.6	F-36	3669.7	5198.8
Viga	W150X13		148	100	5	4.3	F-36	3669.7	5198.8

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Rigidizador		289.6	75	6	F-36	3669.7	5198.8

c) Comprobación

1) Pilar W310X44.5

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez	--	--	--	83.108
	Cortante	kN	18.57	382.08	4.86
Rigidizador inferior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	96.43	324.00	29.76
Rigidizador superior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	96.40	324.00	29.75
Rigidizador inferior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	104.66	324.00	32.30
Rigidizador superior	Tensión de Von Mises	N/mm ²	90.00	324.00	27.78
Ala	Desgarro	N/mm ²	160.13	324.00	49.42
	Cortante	N/mm ²	235.20	324.00	72.59

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

Comprobaciones geométricas						
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Profundidad del surco (mm)
				l _{min} (mm)	l (mm)	
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	68	6
Soldadura del rigidizador inferior al alma	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	266	6
Soldadura del rigidizador superior a las alas	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	68	6
Soldadura del rigidizador superior al alma	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	266	6
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	68	6
Soldadura del rigidizador inferior al alma	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	266	6
Soldadura del rigidizador superior a las alas	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	68	6
Soldadura del rigidizador superior al alma	A tope en bisel doble	SMAW	6	40	266	6

P.S.: Proceso de soldeo.
t: Espesor de la chapa más delgada.
l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.

Comprobación de resistencia													
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia	
				F _w (MPa)	F _y (MPa)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	φ Material base	φ Soldadura
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	6	68	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador inferior al alma	6	6	266	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	6	68	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador superior al alma	6	6	266	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	6	68	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador inferior al alma	6	6	266	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	6	68	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							
Soldadura del rigidizador superior al alma	6	6	266	E60XX (415.0)	360.0	La soldadura en bisel genera un cordón cuya resistencia es igual a la menor resistencia de las piezas a unir.							

2) Viga (a) W150X13

Comprobaciones de resistencia							
Componente	Comprobación			Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Cargas concentradas en el alma			kN	0.00	110.96	0.00

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

Comprobaciones geométricas									
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Lado			
				l _{min} (mm)	l (mm)	W _{min} (mm)	W _{max} (mm)	W (mm)	
Soldadura del ala superior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	

Comprobaciones geométricas									
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Lado			
				l _{min} (mm)	l (mm)	W _{min} (mm)	W _{max} (mm)	W (mm)	
Soldadura del alma	En ángulo	SMAW	4	40	125	3	4	3	
Soldadura del ala inferior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	SMAW	4	40	137	3	4	3	
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	SMAW	4	40	500	3	4	3	
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	

P.S.: Proceso de soldeo.
t: Espesor de la chapa más delgada.
l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.
w: Espesor del lado del cordón de soldadura.

Comprobación de resistencia													
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia	
				F _w (MPa)	F _y (MPa)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	φ Material base	φ Soldadura
Soldadura del ala superior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	147.2	186.8	78.80	104.1	194.4	53.53	0.90	0.75
Soldadura del alma	3	4	125	E60XX (415.0)	360.0	110.7	186.8	59.29	78.3	194.4	40.27	0.90	0.75
Soldadura del ala inferior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	2.3	186.8	1.22	1.6	194.4	0.83	0.90	0.75
Soldadura del alma de la cartela	3	4	137	E60XX (415.0)	360.0	117.6	186.8	63.00	83.2	194.4	42.79	0.90	0.75
Soldadura del ala de la cartela	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	150.9	186.8	80.78	90.8	194.4	46.68	0.90	0.75
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	3	4	500	E60XX (415.0)	360.0	13.4	186.8	7.19	9.5	194.4	4.88	0.90	0.75
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	La comprobación no procede.							

3) Viga (b) W150X13

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Alma	Cargas concentradas en el alma	kN	0.00	110.96	0.00

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

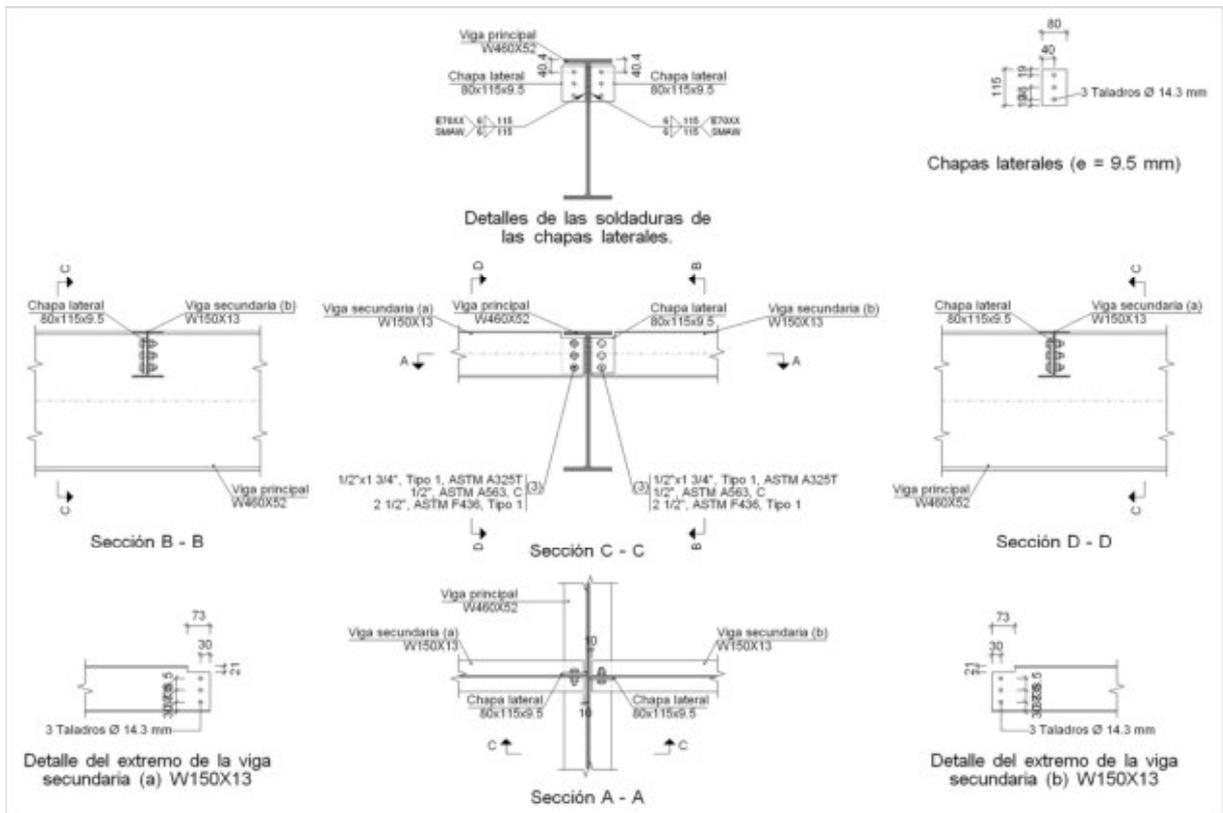
Comprobaciones geométricas									
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Lado			
				l _{min} (mm)	l (mm)	W _{min} (mm)	W _{max} (mm)	W (mm)	
Soldadura del ala superior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	
Soldadura del alma	En ángulo	SMAW	4	40	125	3	4	3	
Soldadura del ala inferior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	SMAW	4	40	137	3	4	3	
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	SMAW	4	40	500	3	4	3	
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	SMAW	5	40	100	3	5	3	

P.S.: Proceso de soldeo.
t: Espesor de la chapa más delgada.
l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.
w: Espesor del lado del cordón de soldadura.

Comprobación de resistencia														
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia		
				F _w (MPa)	F _y (MPa)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	φ Material base	φ Soldadura	
Soldadura del ala superior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	164.5	186.8	88.09	116.3	194.4	59.84	0.90	0.75	
Soldadura del alma	3	4	125	E60XX (415.0)	360.0	91.0	186.8	48.71	64.3	194.4	33.09	0.90	0.75	
Soldadura del ala inferior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	2.3	186.8	1.22	1.6	194.4	0.83	0.90	0.75	
Soldadura del alma de la cartela	3	4	137	E60XX (415.0)	360.0	91.9	186.8	49.22	65.0	194.4	33.44	0.90	0.75	
Soldadura del ala de la cartela	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	165.5	186.8	88.64	99.6	194.4	51.23	0.90	0.75	
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	3	4	500	E60XX (415.0)	360.0	12.7	186.8	6.80	9.0	194.4	4.62	0.90	0.75	
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	3	5	100	E60XX (415.0)	360.0	La comprobación no procede.								

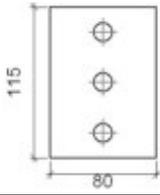
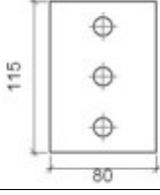
Nudo 129

a) Detalle (Ver plano A3-5)



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Viga	W460X52		450	152	10.8	7.6	F-36	3669.7	5198.8
Viga	W150X13		148	100	5	4.3	F-36	3669.7	5198.8

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
Chapa lateral: Viga secundaria (a) W150X13		80	115	9.5	3	14.3	F-36	3669.7	5198.8
Chapa lateral: Viga secundaria (b) W150X13		80	115	9.5	3	14.3	F-36	3669.7	5198.8

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	F _y (kp/cm ²)	F _u (kp/cm ²)
1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T 1/2", ASTM A563, C 2 1/2", ASTM F436, Tipo 1		1/2"	44.5	ASTM A325	6473.0	8409.8

c) Comprobación

1) Viga principal

	Comprobaciones de resistencia					
	Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Viga secundaria (a) W150X13	Alma	Punzonamiento	kN	2.16	50.12	4.31
Viga secundaria (b) W150X13	Alma	Punzonamiento	kN	2.16	50.12	4.31

2) Viga secundaria (a) W150X13

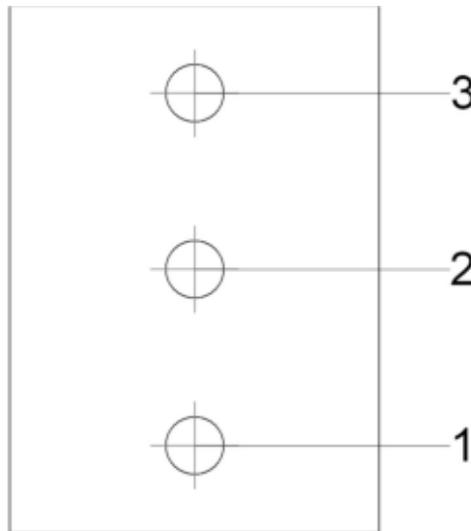
Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.60
	Tensiones combinadas	--	--	--	15.29
	Pandeo local	MPa	34.89	303.73	11.49
	Aplastamiento	kN	10.35	76.03	13.61
	Desgarro	kN	17.68	107.11	16.50
Alma	Aplastamiento	kN	11.57	37.11	31.17
	Desgarro	kN	17.68	56.19	31.46

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

Comprobaciones geométricas									
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Lado			
				l_{min} (mm)	l (mm)	W_{min} (mm)	W_{max} (mm)	W (mm)	
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	SMAW	8	40	115	5	8	6	
<i>P.S.: Proceso de soldeo.</i> <i>t: Espesor de la chapa más delgada.</i> <i>l: Longitud efectiva del cordón de soldadura.</i> <i>w: Espesor del lado del cordón de soldadura.</i>									

Comprobación de resistencia													
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia	
				F_w (MPa)	F_y (MPa)	Caso pesim o (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov (%)	Caso pesim o (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov (%)	ϕ Material base	ϕ Soldadura
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	6	8	115	E70XX (485.0)	360.0	45.7	218.3	20.93	32.3	194.4	16.61	0.90	0.75

Pernos y partes roscadas (ANSI/AISC 360-10, J3.)



Disposiciones constructivas							
Pernos	Descripción	Diámetro Taladro (mm)	A Borde		Espaciamiento		
			x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)	
1	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T	14.3	30	19	--	38	
2	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T	14.3	30	--	--	38	
3	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T	14.3	30	19	--	38	
--: La comprobación no procede.							

Resistencia										
Pernos	Corte				Tensión				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Caso pesimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Caso pesimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
1	Sección transv.	10.349	35.272	29.34	Vástago	0.207	58.786	0.35	29.34	29.34
	Aplast.	10.349	76.028	13.61	Punz.	0.207	74.564	0.28		
2	Sección transv.	5.891	35.272	16.70	Vástago	0.207	58.786	0.35	16.70	16.70
	Aplast.	5.891	105.713	5.57	Punz.	0.207	74.564	0.28		
3	Sección transv.	11.567	35.272	32.79	Vástago	0.207	58.786	0.35	32.80	32.80
	Aplast.	11.567	109.587	10.56	Punz.	0.207	74.564	0.28		

3) Viga secundaria (b) W150X13

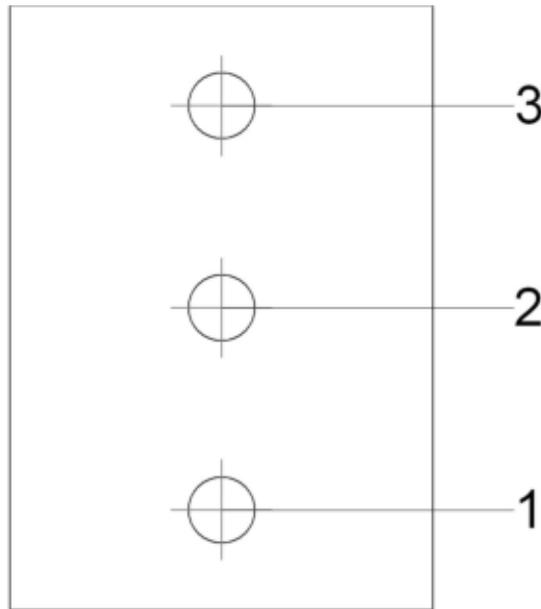
Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Interacción flexión - cortante	--	--	--	0.60
	Tensiones combinadas	--	--	--	15.29
	Pandeo local	MPa	34.89	303.73	11.49
	Aplastamiento	kN	10.35	76.03	13.61
	Desgarro	kN	17.68	107.11	16.50
Alma	Aplastamiento	kN	11.57	37.11	31.17
	Desgarro	kN	17.68	56.19	31.46

Soldaduras (ANSI/AISC 360-10, CHAPTER J)

Comprobaciones geométricas									
Descripción	Tipo	P.S.	t (mm)	Longitud efectiva		Lado			
				l _{min} (mm)	l (mm)	W _{min} (mm)	W _{max} (mm)	W (mm)	
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	En ángulo	SMAW	8	40	115	5	8	6	

Comprobación de resistencia													
Descripción	Lado (mm)	t (mm)	l (mm)	Electrodo	Metal Base	Cortante (Metal Soldadura)			Tensiones (Metal Base)			Factor Resistencia	
				F _w (MPa)	F _y (MPa)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	Caso pesimo (MPa)	Resistente (MPa)	Aprov. (%)	φ Material base	φ Soldadura
Detalle de la soldadura de la chapa lateral.	6	8	115	E70XX (485.0)	360.0	45.7	218.3	20.93	32.3	194.4	16.61	0.90	0.75

Pernos y partes roscadas (ANSI/AISC 360-10, J3.)



Disposiciones constructivas										
Pernos	Descripción				Diámetro Taladro (mm)	A Borde		Espaciamento		
						x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)	
1	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T				14.3	30	19	--	38	
2	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T				14.3	30	--	--	38	
3	1/2"x1 3/4", Tipo 1, ASTM A325T				14.3	30	19	--	38	
Resistencia										
Pernos	Corte				Tensión				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
	Comprobación	Caso peso (kN)	Resistencia (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Caso peso (kN)	Resistencia (kN)	Aprov. (%)	Aprov. (%)	
1	Sección transversal	10.349	35.272	29.34	Vástago	0.207	58.786	0.35	29.34	29.34
	Aplastamiento	10.349	76.028	13.61	Punzonamiento	0.207	74.564	0.28		
2	Sección transversal	5.891	35.272	16.70	Vástago	0.207	58.786	0.35	16.70	16.70
	Aplastamiento	5.891	105.713	5.57	Punzonamiento	0.207	74.564	0.28		
3	Sección transversal	11.567	35.272	32.79	Vástago	0.207	58.786	0.35	32.80	32.80
	Aplastamiento	11.567	109.587	10.56	Punzonamiento	0.207	74.564	0.28		

NOTA: Consultar los planos A3-6, A3-7 y A3-8 de especificaciones de uniones abulonadas, especificaciones de uniones soldadas y referencias y simbologías.

Verificaciones cabezal simple

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS Y CABEZALES

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior será ≥ 150 mm para zapatas y ≥ 300 mm, para el caso de cabezales de pilotes (CIRSOC 201-2005, 15.7).

$$676.0 \text{ mm} > 300.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Altura de las zapatas sobre la armadura inferior : 676.0 mm

2.- RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

La armadura debe tener el recubrimiento mínimo de hormigón que se indica a continuación, pero su valor no debe ser menor que el indicado en los artículos 7.7.5. y 7.7.7 (CIRSOC 201-2005, 7.7.1):

Recubrimiento mínimo en mm : 50

(a) Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1).

Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 los valores dados en los mencionados artículos se deben incrementar un 30 % y para las clases CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 en un 50 % (CIRSOC 201-2005, 7.7.5).

Clase de exposición: A 2

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm \square 50.0 mm	\checkmark
Inferior	100.0 mm \geq 50.0 mm	\checkmark
Lateral	75.0 mm \geq 50.0 mm	\checkmark

3.- LÍMITES PARA LA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA - MÍNIMA

La separación libre mínima s_i , entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa de armadura en elementos solicitados a flexión, debe ser (CIRSOC 201-2005, 7.6.1):

$$s_{i \min} \begin{cases} \geq d_b \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del} \\ \text{agregado grueso (ver el artículo 3.2.4.2.c)} \end{cases}$$

Tamaño máximo nominal del agregado grueso : 15.0 mm

Ref.	d_b (mm)	Separación libre (mm)	Cumple
Estribos xz	12.0	230.8	\checkmark
Estribos yz	12.0	230.8	\checkmark
Estribos xy	12.0	147.5	\checkmark

4.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.2 \cdot Qd + 1.6 \cdot Qa(1) + 1.6 \cdot QL(2)$.

El diseño de los tensores se debe basar en (CIRSOC 201-2005, A.2.6, A.4):

$$\phi \cdot F_{nt} \geq F_u$$

$$213.76 \text{ kN} > 36.17 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Siendo:

F_u : Esfuerzo en un tensor debido a las cargas mayoradas.

F_u : 36.17 kN

Verificaciones cabezal simple

\exists : Factor de reducción de la resistencia especificado en el artículo 9.3.2.6.

$$\exists : \underline{0.75}$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : \underline{285.01} \text{ kN}$$

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Siendo:

A_{ts} : Área de la armadura no tesa en un tensor.

$$A_{ts} : \underline{678.6} \text{ mm}^2$$

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{420.00} \text{ MPa}$$

5.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área de la zapata, o el número y la distribución de pilotes, se debe determinar a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata ó del cabezal, y la tensión admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes se debe determinar utilizando los principios de la Mecánica de Suelos (CIRSOC 201-2005, 15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (t)	Fuerza no mayorada (t)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qd+Qa(1)+QL(2)+X-X(+)	60.00	29.78	✓

Verificaciones cabezal doble

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS Y CABEZALES

La altura de las zapatas sobre la armadura inferior será ≥ 150 mm para zapatas y ≥ 300 mm, para el caso de cabezales de pilotes (CIRSOC 201-2005, 15.7).

$$682.0 \text{ mm} > 300.0 \text{ mm} \checkmark$$

Altura de las zapatas sobre la armadura inferior : 682.0 mm

2.- ESFUERZO DE CORTE EN ZAPATAS Y CABEZALES

Cuando la distancia entre el eje de un pilote y el eje de una columna sea mayor que el doble de la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal debe cumplir los requerimientos de los artículos 11.12. y 15.5.4 (CIRSOC 201-2005, 15.5.3).

$$500.0 \text{ mm} < 1400.0 \text{ mm} \checkmark$$

Distancia entre el eje de un pilote y el eje de una columna : 500.0 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 700.0 mm

3.- RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

La armadura debe tener el recubrimiento mínimo de hormigón que se indica a continuación, pero su valor no debe ser menor que el indicado en los artículos 7.7.5. y 7.7.7 (CIRSOC 201-2005, 7.7.1):

Recubrimiento mínimo en mm : 50

(a) Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1).

Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 los valores dados en los mencionados artículos se deben incrementar un 30 % y para las clases CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 en un 50 % (CIRSOC 201-2005, 7.7.5).

Clase de exposición: A 2

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm \square 50.0 mm	\checkmark
Inferior	100.0 mm \geq 50.0 mm	\checkmark
Lateral	75.0 mm \geq 50.0 mm	\checkmark

4.- SEPARACIÓN DE LA ARMADURA MÁS CERCANA A LA CARA TRACCIONADA

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

$$134.9 \text{ mm} < 255.0 \text{ mm} \checkmark$$

10.6.4 - La separación de la armadura más cercana a la cara traccionada, s , debe ser igual o menor que el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$s \leq 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c : \underline{255.0 \text{ mm}}$$
$$s \leq 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) : \underline{300.0 \text{ mm}}$$

Verificaciones cabezal doble

Siendo:

c_c: La menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada. Cuando exista una sola barra o alambre cerca de la cara más traccionada, el valor de *s* que se debe utilizar en la expresión (10-4) deberá ser el ancho de la cara más traccionada.

$$c_c : \underline{50.0} \text{ mm}$$

La tensión *f_s* (en MPa) en la armadura más cercana a la cara traccionada, bajo las cargas de servicio, se debe calcular como el momento no mayorado dividido por el producto del área de armadura por el brazo de palanca interno. Se permite *f_s* igual a 2/3 *f_y*.

$$f_s : 2/3 f_y$$

$$f_s : \underline{280.00} \text{ MPa}$$

f_y: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{420.00} \text{ MPa}$$

5.- LÍMITES PARA LA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA - MÍNIMA

La separación libre mínima *s_i*, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa de armadura en elementos solicitados a flexión, debe ser (CIRSOC 201-2005, 7.6.1):

$$s_{i\min} \begin{cases} \geq d_b \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso (ver el artículo 3.2.4.2.c)} \end{cases}$$

Tamaño máximo nominal del agregado grueso : 15.0 mm

Ref.	d _b (mm)	Separación libre (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	12.0	122.9	✓
Viga - Armadura superior	12.0	122.9	✓
Viga - Estribos horizontales	12.0	79.1	✓
Viga - Estribos verticales	12.0	51.9	✓

6.- LÍMITES PARA LA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA - MÁXIMA

Para losas estructurales y fundaciones de espesor constante, el área mínima de la armadura de tracción, A_{s,min}, en la dirección de la luz, debe ser la misma que la especificada en el artículo 7.12. La máxima separación *s_i* de esta armadura no debe exceder los siguientes valores especificados en el artículo 7.6.5 (CIRSOC 201-2005, 10.5.4):

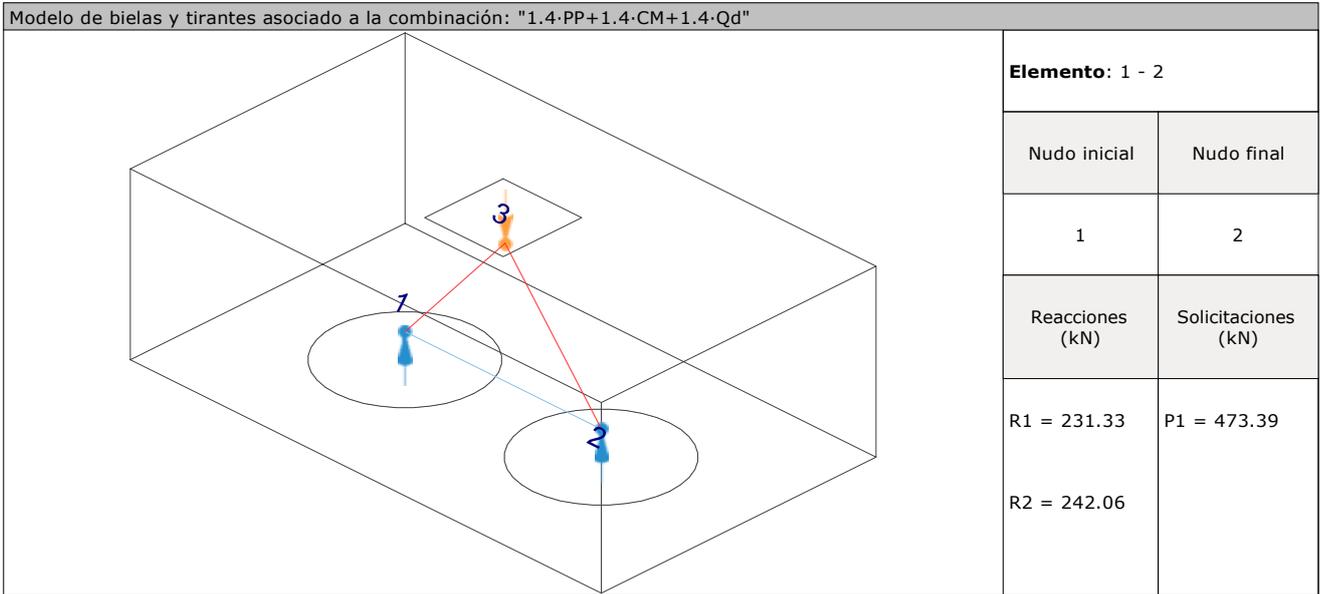
$$s_{i\max} \begin{cases} \leq 2,5 \text{ veces el espesor del tabique o de la losa} \\ \leq 25 d_b \text{ de la barra o alambre de menor diámetro} \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Espesor : 800.0 mm

Ref.	d _b (mm)	Separación (mm)	Cumple
Viga - Armadura inferior	12.0	134.9	✓
Viga - Armadura superior	12.0	134.9	✓

Verificaciones cabezal doble

7.- LONGITUD DE ANCLAJE



Se debe cumplir (CIRSOC 201-2005, 12):

$$l_{anc} \geq l_d$$

$$963.0 \text{ mm} > 300.0 \text{ mm} \checkmark$$

l_{anc} : Longitud de anclaje disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo de la barra.

$$l_{anc}: 963.0 \text{ mm}$$

En las zonas nodales que anclan un tensor, el esfuerzo en el tensor se debe anclar desde el punto donde el baricentro de la armadura del tensor abandona la zona nodal extendida e ingresa al tramo (CIRSOC 201-2005, A.4.3.2).

12.2 - Anclaje de las barras y alambres conformados solicitados a tracción

12.2.1. La longitud de anclaje, l_d , en mm, para las barras y alambres conformados, solicitados a tracción, se debe determinar de acuerdo con las especificaciones de los artículos 12.2.2. ó 12.2.3., pero el valor de l_d debe ser siempre igual o mayor que 300 mm (CIRSOC 201-2005, 12.2.1).

Para determinar el valor de l_d , en las barras o alambres conformados, se debe utilizar la siguiente expresión general (CIRSOC 201-2005, 12.2.3):

$$l_d = \left(\frac{9}{10} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b \leq 300 \text{ mm}$$

$$l_d: 300.0 \text{ mm}$$

en la cual se debe adoptar

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 : 2.50$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10 \cdot s \cdot n} \quad (12-2)$$

$$K_{tr} : 7.43$$

La constante 10 de la expresión (12-2) tiene dimensión de MPa.

El valor de K_{tr} se puede adoptar igual a 0 como una simplificación de diseño aún en el caso de la existencia de armadura transversal.

n : Número de barras o alambres que están siendo anclados a lo largo del plano de fisuración.

$$n : 10$$

A_{tr} : Área total de toda la armadura transversal que está dentro de una separación s y que atraviesa el plano potencial de hendimiento a través de la armadura que está siendo anclada, en mm^2 .

$$A_{tr} : 226.2 \text{ mm}^2$$

s : Separación entre centros de la armadura transversal, en mm.

$$s : 127.9 \text{ mm}$$

Verificaciones cabezal doble

c_b: Menor valor entre la distancia desde el eje de una barra o alambre a la superficie del hormigón más próxima, o la mitad de la separación entre los ejes de las barras o alambres que se están anclando.

$$c_b : \underline{67.4} \text{ mm}$$

f_y: Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{420.00} \text{ MPa}$$

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este Capítulo deben ser iguales o menores que 8.3 MPa (CIRSOC 201-2005, 12.1.2).

$$\sqrt{f'_c} : \underline{5.00} \text{ MPa}$$

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{25.00} \text{ MPa}$$

d_b: Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : \underline{12.0} \text{ mm}$$

La longitud de anclaje, l_d , se puede reducir afectándola por un factor (A_s requerida)/(A_s adoptada) cuando la armadura que se dispone en un elemento solicitado a flexión, exceda el valor de la armadura requerida, determinada por cálculo.

$$\frac{A_{s, \text{requerida}}}{A_{s, \text{adoptada}}} : \underline{0.573}$$

La longitud de anclaje no se puede reducir cuando se prescribe en forma específica el anclaje para la tensión f_y , o cuando la armadura se determine en función de las especificaciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-Parte II-2005 (CIRSOC 201-2005, 12.2.5).

Los factores que se deben utilizar en las expresiones que se indican en este Capítulo, para determinar la longitud de anclaje l_d de las barras y alambres conformados traccionados, son las siguientes (CIRSOC 201-2005, 12.2.4):

Factor por ubicación de la armadura

Otras situaciones: $\Psi_t = 1.0$

$$T_t : \underline{1.0}$$

Factor por revestimiento

Armadura sin revestir: $\Psi_e = 1.0$

$$T_e : \underline{1.0}$$

Este Reglamento no contempla la utilización de barras, alambres y mallas soldadas de acero para armaduras, revestidos con epoxi, los que serán objeto de un documento CIRSOC específico.

Factor por diámetro de la armadura

Barras y alambres conformados con $d_b \leq 16 \text{ mm}$: $\Psi_s = 0.8$

$$T_s : \underline{0.8}$$

Factor por hormigón con agregado liviano

$\lambda = 1,0$ para hormigón de densidad normal.

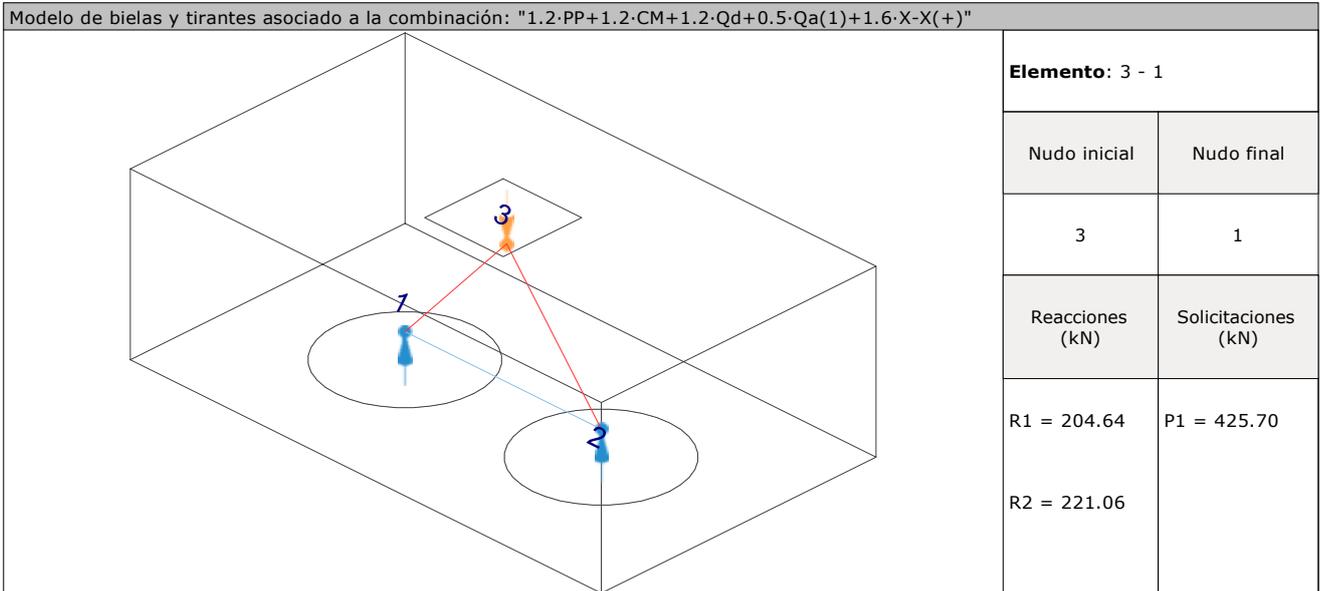
$\lambda = 1,3$ para hormigón con agregados livianos.

$$\lambda : \underline{1.0}$$

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{anc} (mm)	η	Cumple
1 - 2	12.0	300.0	963.0	0.312	✓

Verificaciones cabezal doble

8.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES



El ángulo entre el eje de cualquier puntal y el eje de cualquier tensor que concurra al mismo nodo se debe considerar siempre igual o mayor que 25° (CIRSOC 201-2005, A.2.5.).

$$\theta \geq \theta_{\min}$$

$$48.1^\circ > 25.0^\circ \quad \checkmark$$

Donde:

θ : Ángulo entre el eje de cualquier puntal y el eje de cualquier tensor que concurra al mismo nodo.

θ_{\min} : Ángulo mínimo.

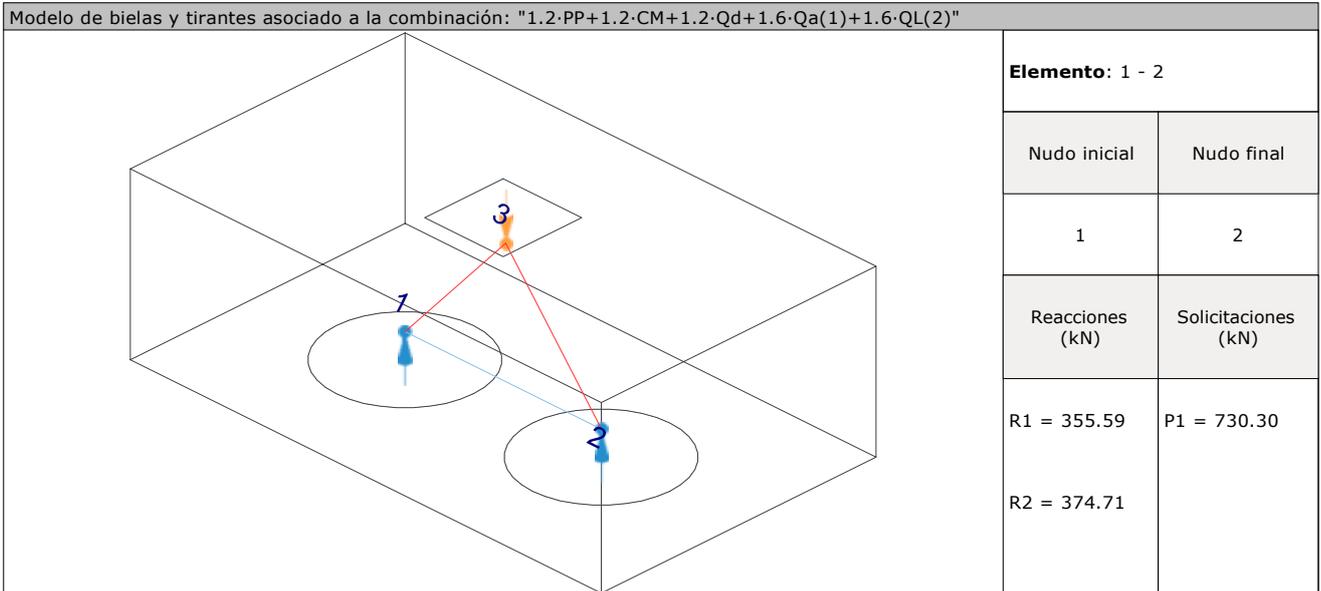
$$\theta : \underline{48.1}^\circ$$

$$\theta_{\min} : \underline{25.0}^\circ$$

Puntal	θ (°)	η	Cumple
3 - 1	48.1	0.520	✓
3 - 2	50.3	0.497	✓

Verificaciones cabezal doble

9.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES



El diseño de los tensores se debe basar en (CIRSOC 201-2005, A.2.6, A.4):

$$\phi \cdot F_{nt} \geq F_u$$

$$356.27 \text{ kN} > 314.73 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Siendo:

F_u : Esfuerzo en un tensor debido a las cargas mayoradas.

$$F_u : \underline{314.73} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de la resistencia especificado en el artículo 9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

$$F_{nt} : \underline{475.02} \text{ kN}$$

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Siendo:

A_{ts} : Área de la armadura no tesa en un tensor.

$$A_{ts} : \underline{1131.0} \text{ mm}^2$$

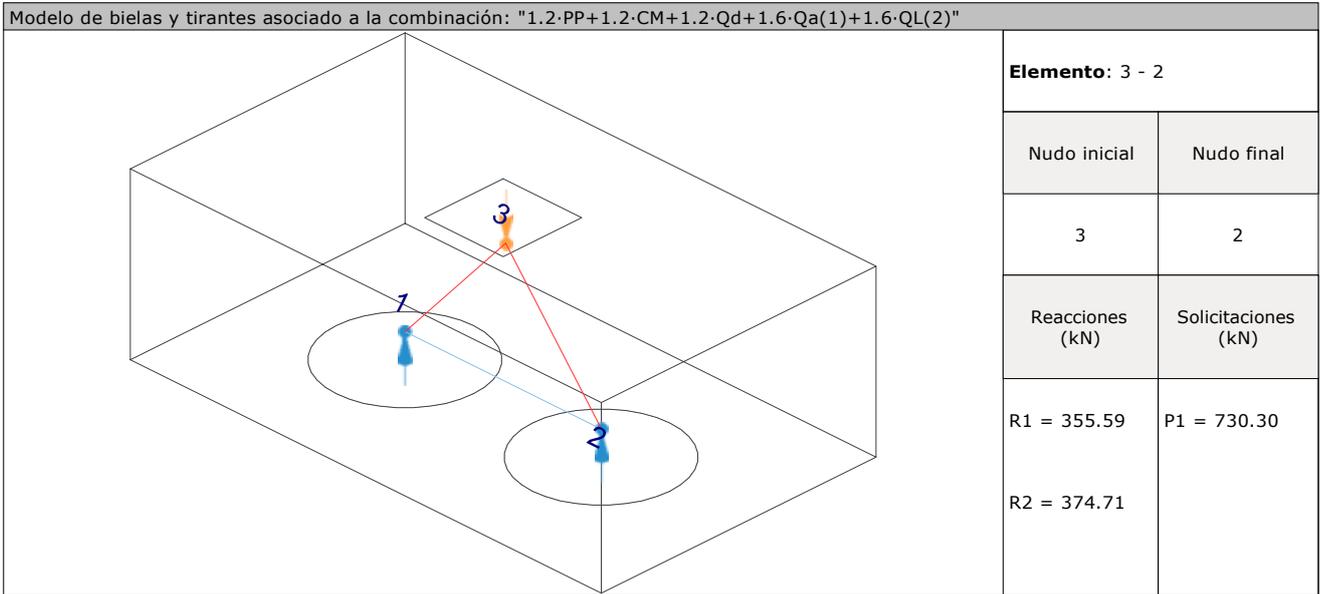
f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

$$f_y : \underline{420.00} \text{ MPa}$$

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
1 - 2	1131.0	475.02	314.73	0.883	✓

Verificaciones cabezal doble

10.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES



El diseño de los puntales se debe basar en (CIRSOC 201-2005, A.2.6, A.3):

$$\phi \cdot F_{ns} \geq F_u$$

$$3505.13 \text{ kN} > 489.35 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Siendo:

F_u : Esfuerzo en un puntal debido a las cargas mayoradas.

$$F_u : \underline{489.35} \text{ kN}$$

ϕ : Factor de reducción de la resistencia especificado en el artículo 9.3.2.6.

$$\phi : \underline{0.75}$$

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin armadura longitudinal.

$$F_{ns} : \underline{4673.51} \text{ kN}$$

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Siendo:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal.

$$A_{cs} : \underline{293194.0} \text{ mm}^2$$

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del hormigón en un puntal.

$$f_{ce} : \underline{15.94} \text{ MPa}$$

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$$

Siendo:

J_s : Factor que considera el efecto de la armadura de fisuración y de confinamiento, sobre la resistencia efectiva a la compresión del hormigón, en un puntal. Para puntales ubicados de manera tal que el ancho de la sección transversal del puntal en la mitad de su longitud sea mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella), el valor de β_s será (CIRSOC 201-2005, A.3.2.2):

$$J_s : \underline{0.75}$$

(a) con armadura que satisface el artículo A.3.3, $\beta_s = 0.75$

(b) sin armadura que satisface el artículo A.3.3, $\beta_s = 0.60$

λ

donde el valor de λ está especificado en el artículo 11.7.4.3.

$\lambda = 1,0$ para hormigón de densidad normal

Verificaciones cabezal doble

Para un valor de f'_c igual o menor que 42 MPa, se puede verificar el requisito especificado en el artículo A.3.3, haciendo que el eje del puntal sea cruzado por capas de armadura que verifiquen la siguiente expresión (CIRSOC 201-2005, A.3.3.1):

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin(\alpha_i) \geq 0.003$$

A_{si} : la sección total de armadura con separación s_i en una capa de armadura i que forma un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : ancho de un puntal.

La armadura requerida por el artículo A.3.3 se debe disponer ya sea en dos direcciones ortogonales, formando ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o bien en una sola dirección formando un ángulo α con respecto al eje del puntal. Si la armadura se coloca solamente en una dirección, α debe ser igual o mayor que 40° (CIRSOC 201-2005, A.3.3.2).

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón.

f'_c : 25.00 MPa

Puntal	β_s	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	η	Cumple
3 - 1	0.75	286717.5	4570.28	474.87	0.14	✓
3 - 2	0.75	293194.0	4673.51	489.35	0.14	✓

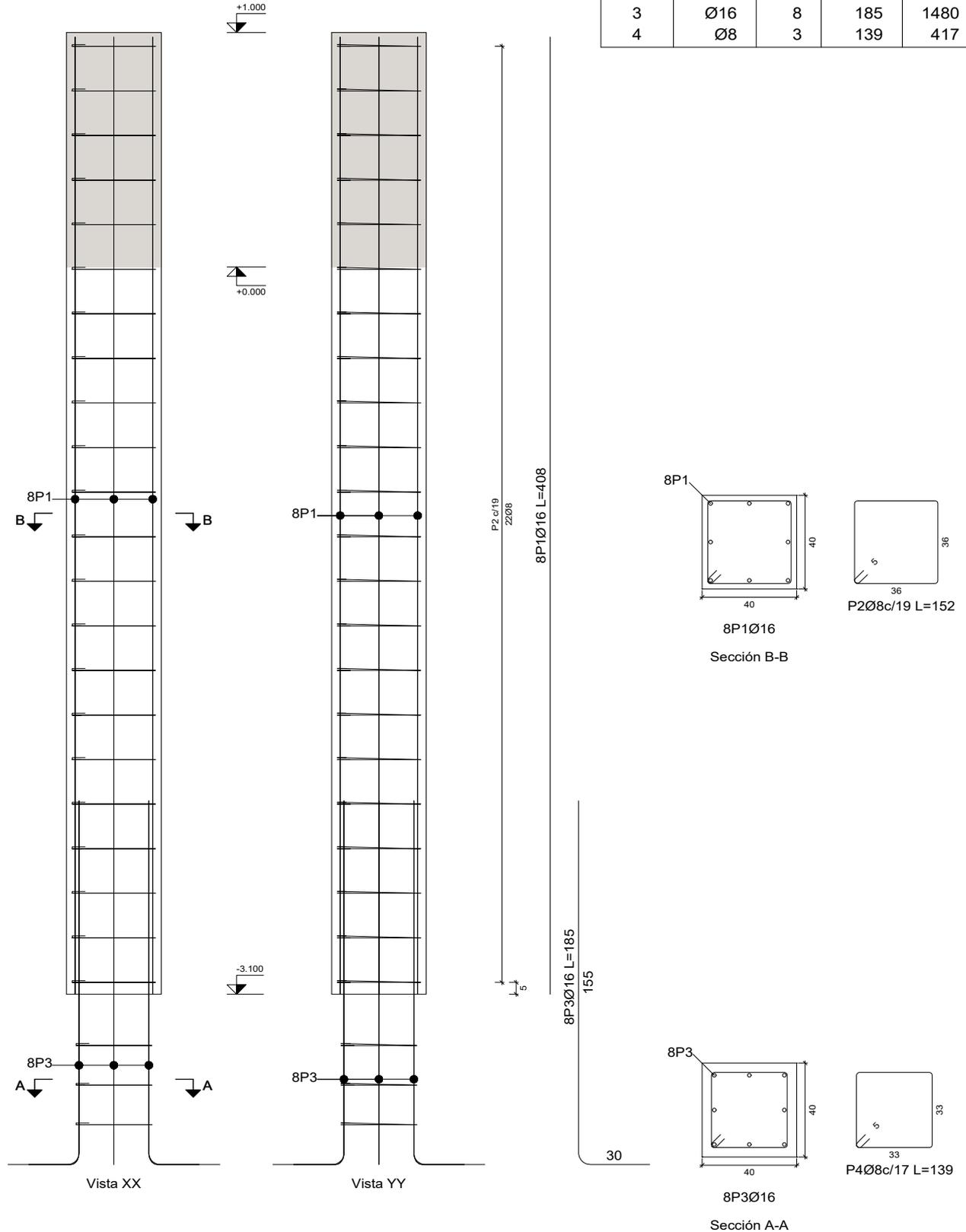
11.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área de la zapata, o el número y la distribución de pilotes, se debe determinar a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata ó del cabezal, y la tensión admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes se debe determinar utilizando los principios de la Mecánica de Suelos (CIRSOC 201-2005, 15.2.2).

Capacidad admisible del pilote \geq Fuerza no mayorada

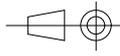
Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (t)	Fuerza no mayorada (t)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qd+Qa(1)+QL(2)+X-X(-)	60.00	32.39	✓

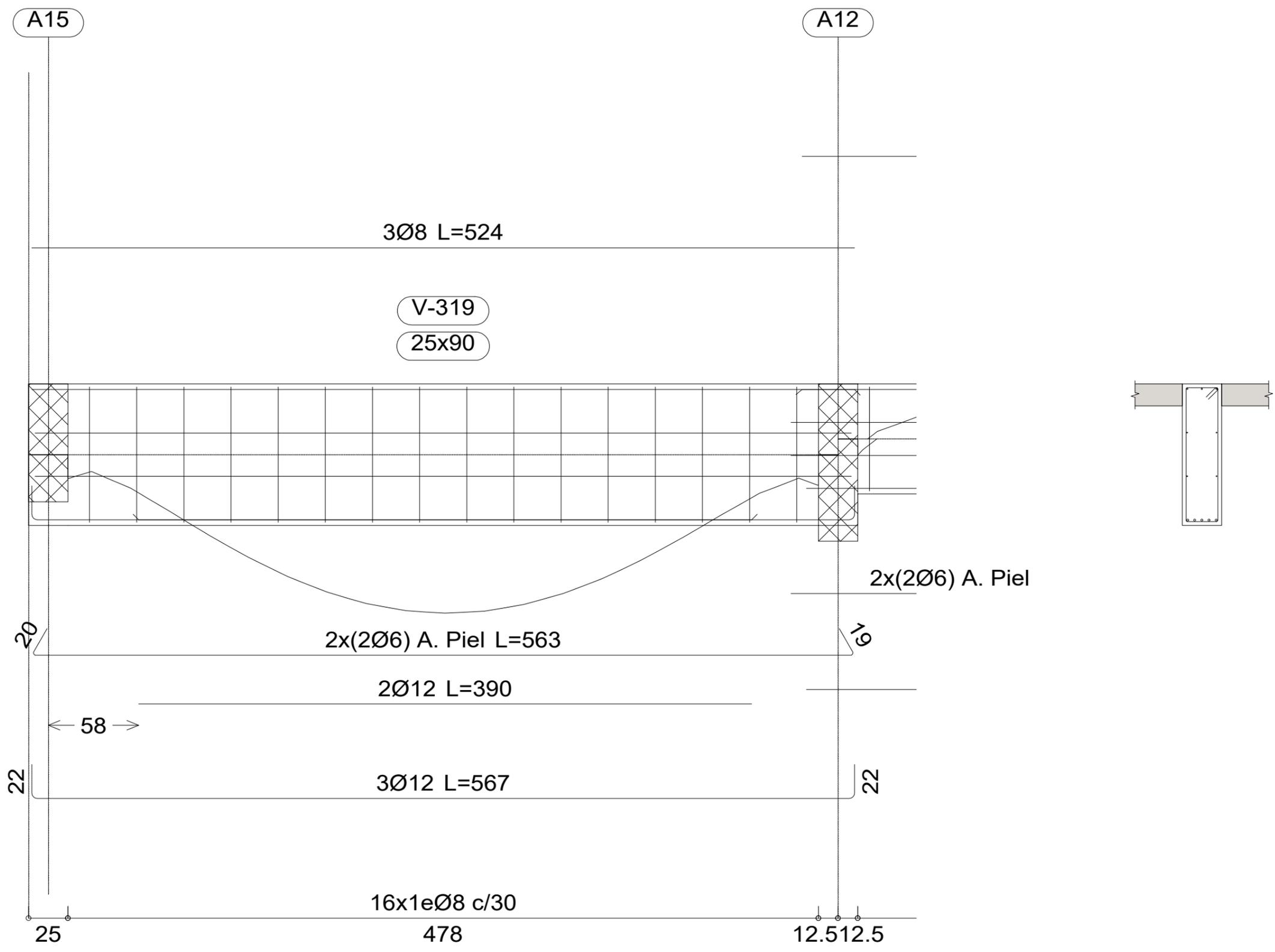
Pos.	Diám.	No.	Long. (cm)	Total (cm)
1	Ø16	8	408	3264
2	Ø8	22	152	3344
3	Ø16	8	185	1480
4	Ø8	3	139	417



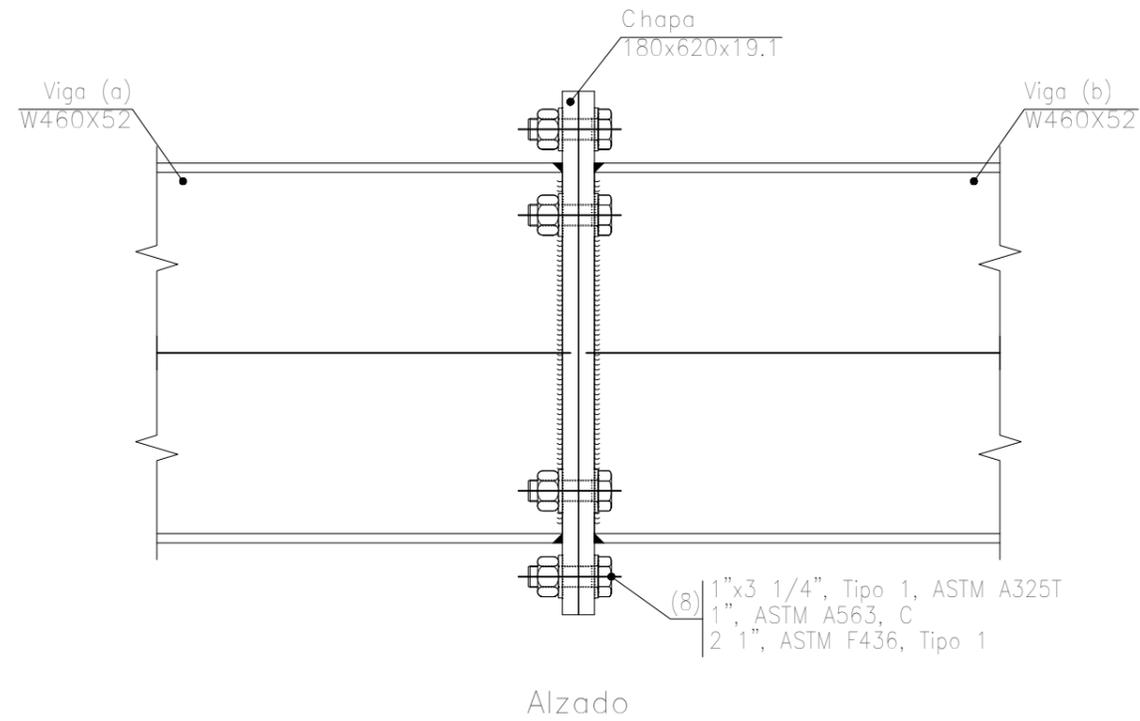
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero

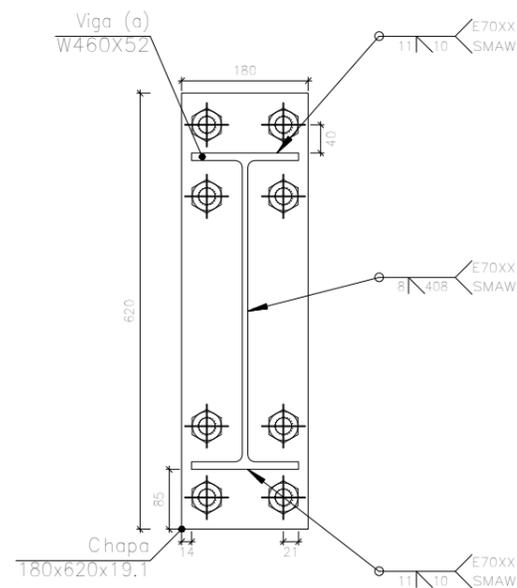
 DEER TOWER OFICINAS	Esc. S/E	DESC:	Cód.plano	
			<p style="text-align: center;">DETALLE COLUMNA SUBSUELO ARMADO COLUMNA 29</p>	A3-1
	Toler. ±1mm			



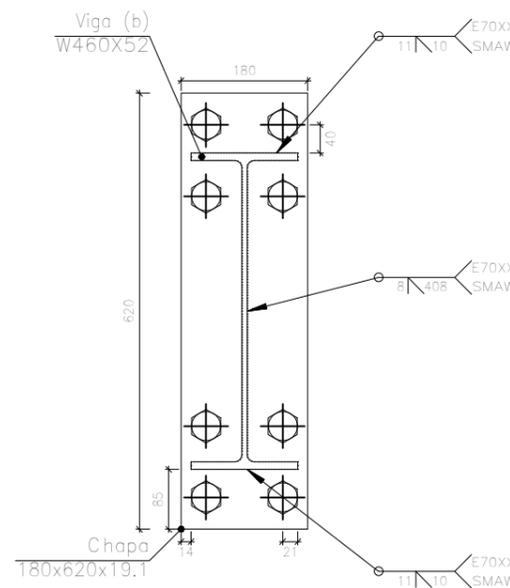
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO			
ALUMNO: Ezequiel Oggero			
 DEER TOWER OFICINAS	Esc.	DESC:	Cód.plano
	S/E		
	Toler.		
±1mm		DETALLE VIGA SUBSUELO ARMADO VIGA V-319	A3-2



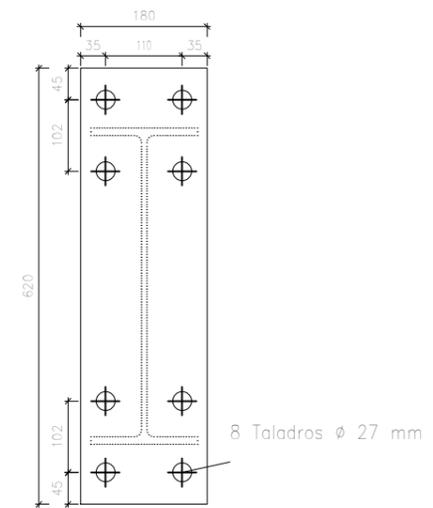
DETALLE 3D



Detalle de soldaduras: Viga (a) W460X52 a chapa de transición



Detalle de soldaduras: Viga (b) W460X52 a chapa de transición



Chapas frontales (e = 19.1 mm)

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



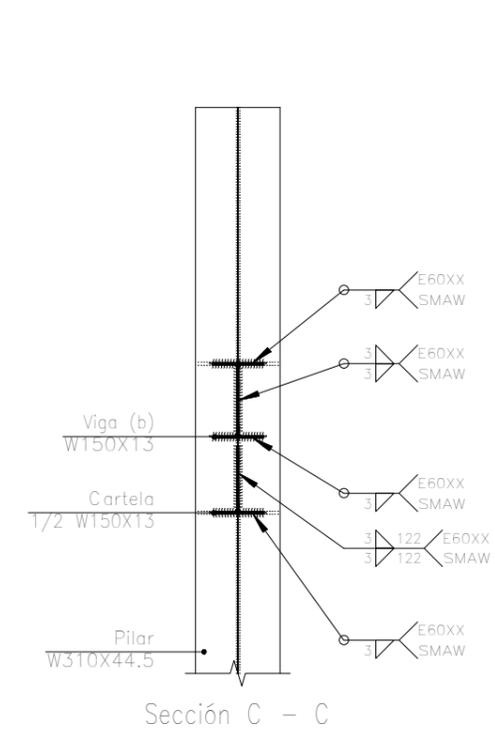
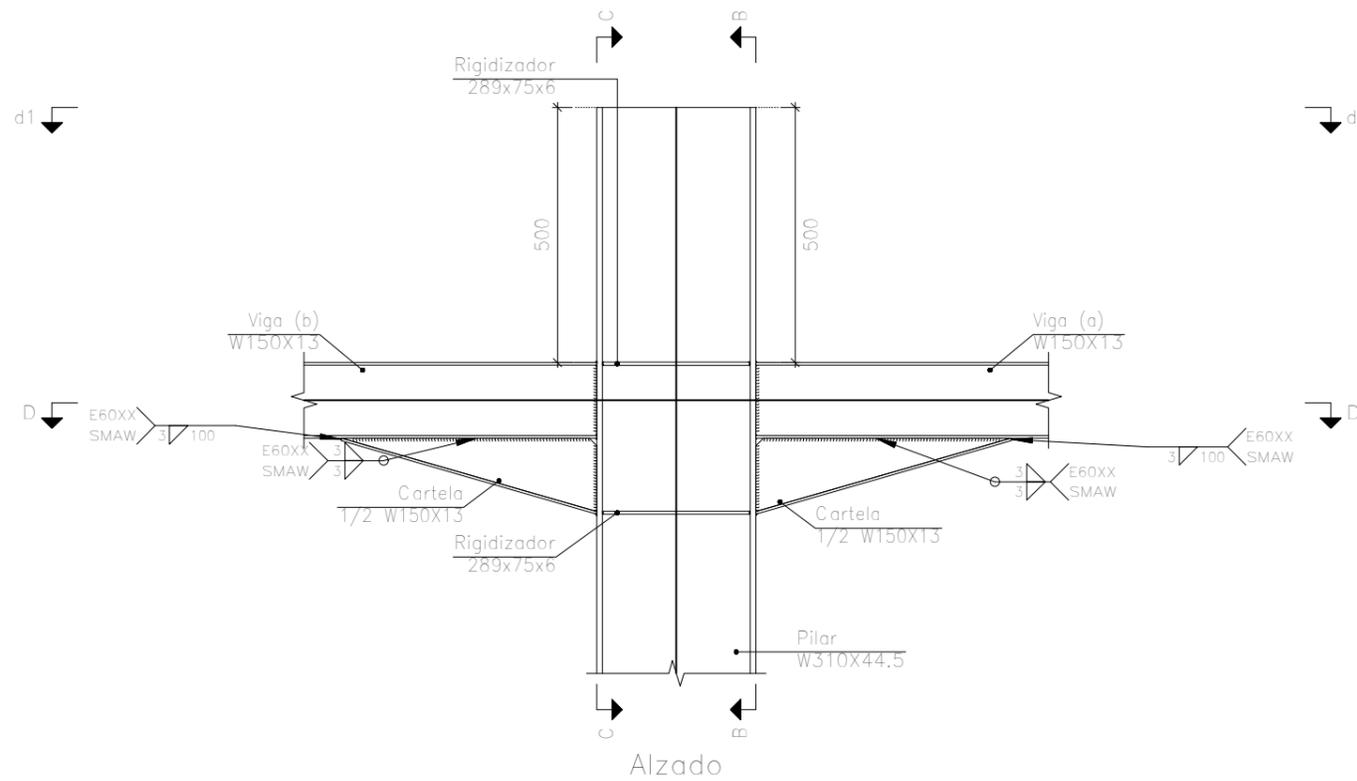
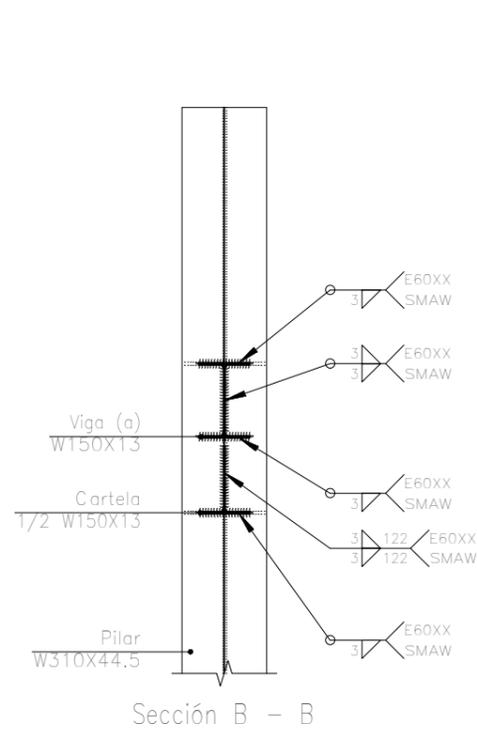
Esc.
1:10
Toler.
 $\pm 1\text{mm}$

DESC:

DETALLE UNIÓN NUDO 10

Cód.plano

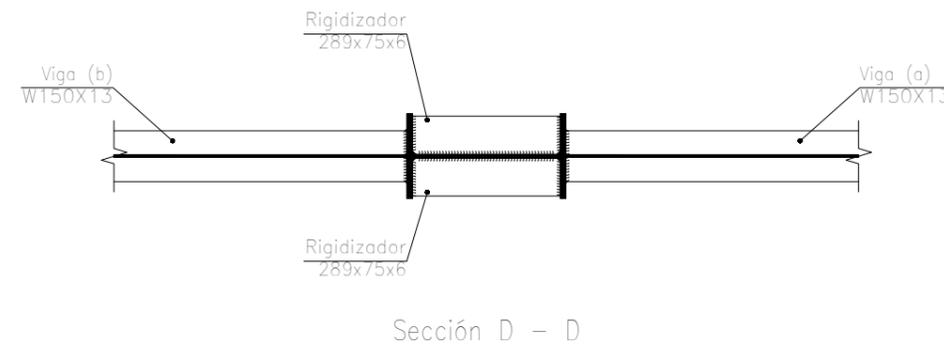
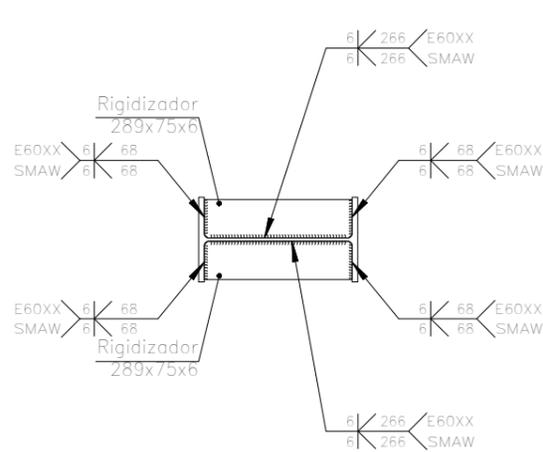
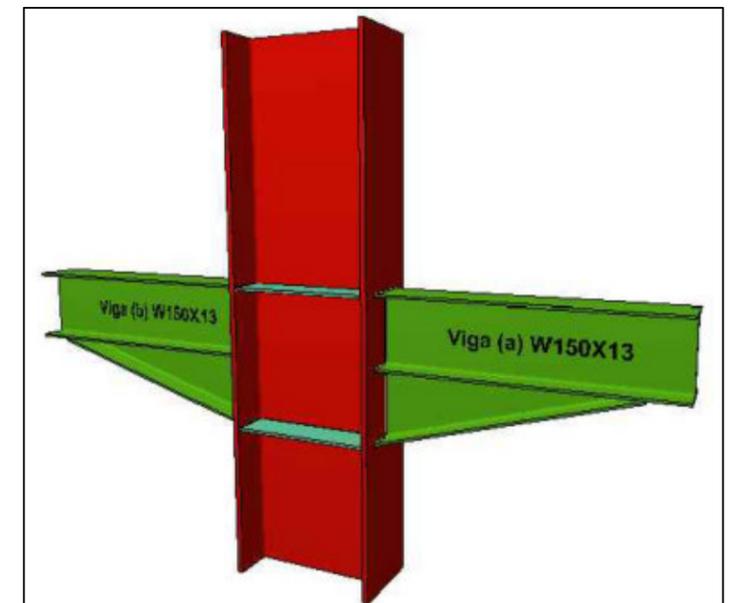
A3-3



Viga (b): detalle de la cartela (1/2 W150X13) Viga (a): detalle de la cartela (1/2 W150X13)



DETALLE 3D



d1. Detalle de soldaduras: rigidizadores a Pilar W310X44.5

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



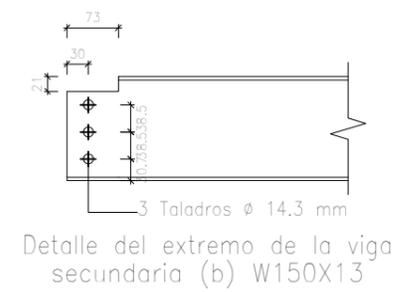
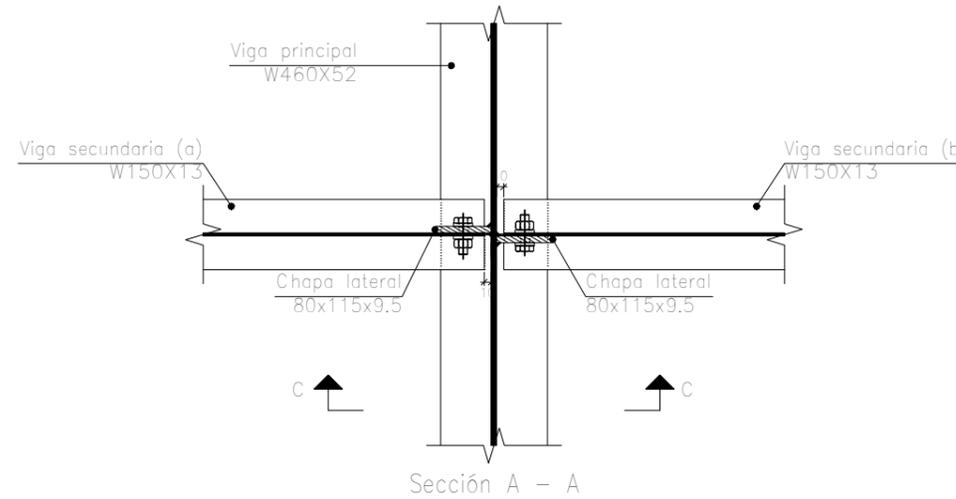
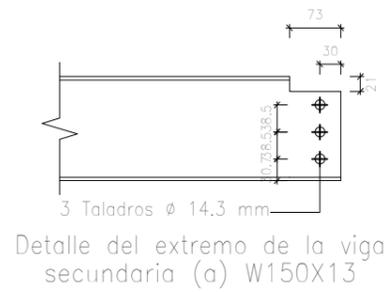
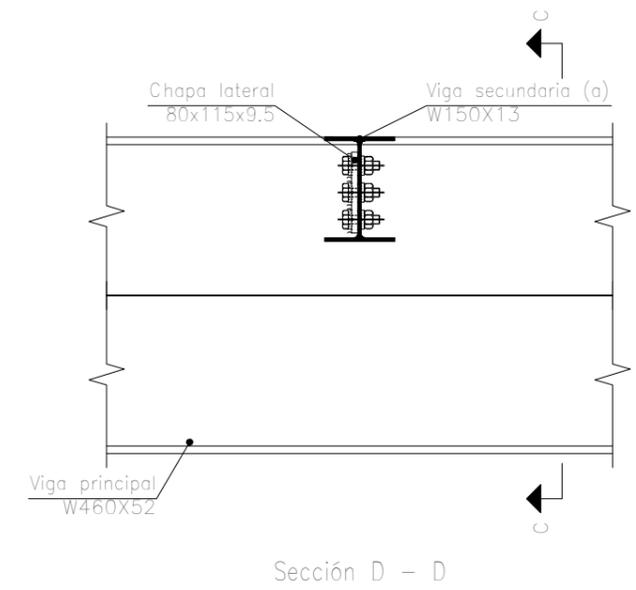
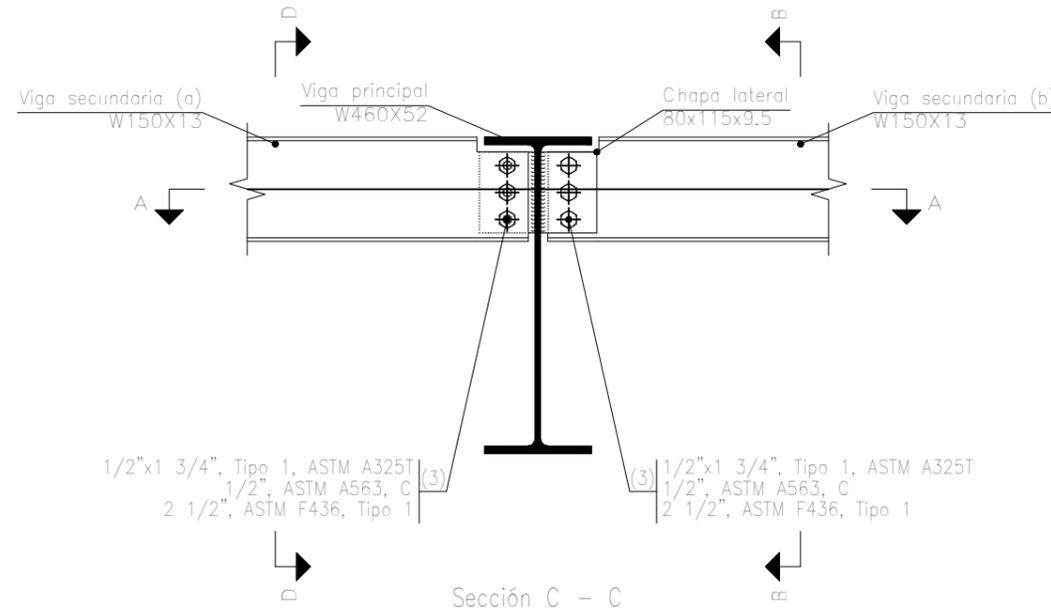
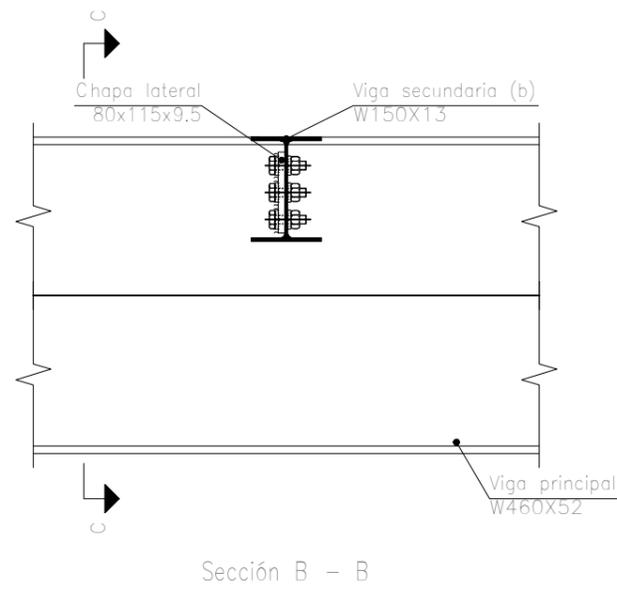
Esc.
1:10
Toler.
±1mm

DESC:

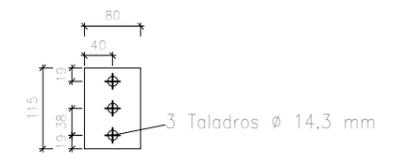
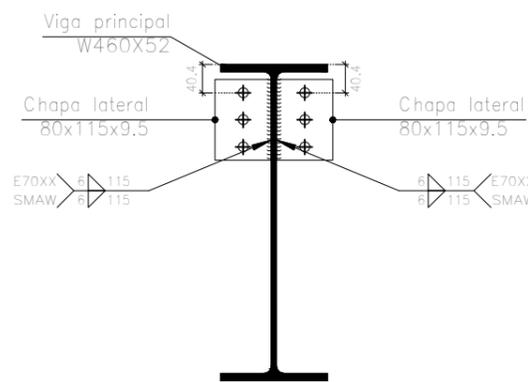
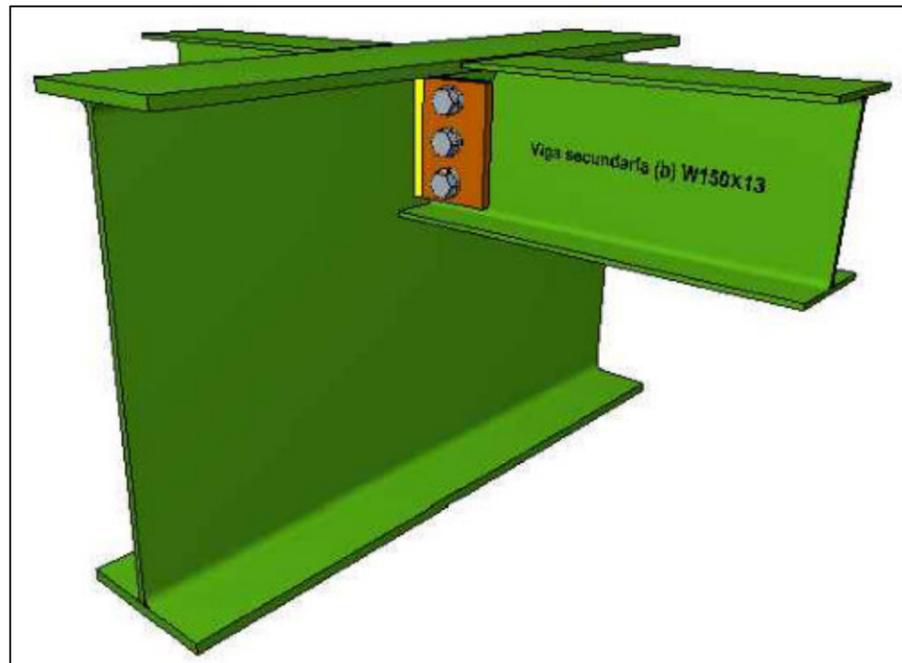
DETALLE UNIÓN NUDO 213

Cód.plano

A3-4



DETALLE 3D



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



Esc.
1:10
Toler.
±1mm

DESC:

DETALLE UNIÓN NUDO 129

Cód.plano

A3-5

UNIONES ABULONADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA

NORMA:

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J, J1 General provisions and J3 Bolts and Threaded parts.

MATERIALES:

- Perfiles (Material base): F-36 .
- Clase de acero de los tornillos empleados: ASTM A325 (artículo J3 ANSI/AISC 360-10).

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:

1) Se han considerado las siguientes distancias mínimas y máximas entre ejes de agujeros y entre éstos y los bordes de las piezas:

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA TORNILLOS, SEGÚN ARTÍCULOS J3.3. , J3.4. Y J3.5. ANSI/AISC 360-10				
Distancias	Al borde de la pieza		Entre agujeros	Entre tornillos
	d_b	mm		
Mínimas	1"	1 1/4"	2 2/3 x d_b	--
	1/2"	3/4"		
Máximas	150 mm 12t		--	180 mm 14t

Notas:
 d_b : Diámetro del tornillo
 t: Menor espesor de las piezas que se unen.

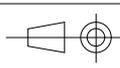
- 2) Una vez montadas las piezas, todas las superficies de unión, incluidas las adyacentes a las cabezas de los tornillos, tuercas y arandelas, deben estar libres de laminillas (excepto aquellas firmemente adheridas al material), rebabas, suciedad o cualquier otra materia extraña que impida el perfecto contacto entre las piezas.
- 3) Los taladros deben estar alineados para permitir la inserción de los tornillos sin dañar sus roscas.
- 4) Debe comprobarse antes de la colocación que las tuercas pueden desplazarse libremente sobre el tornillo correspondiente.
- 5) En cada tornillo se colocará una arandela en el lado de la cabeza y otra en el lado de la tuerca.
- 6) Los agujeros deben realizarse por taladrado u otro proceso que proporcione un acabado equivalente.
- 7) No se permite la reutilización de tornillos ASTM A325 galvanizados. Los demás tornillos ASTM A325 pueden ser reutilizados una sola vez, si así lo aprueba el ingeniero responsable. El reapriete de tornillos previamente apretados que se hayan aflojado durante el apriete de tornillos vecinos no se considera reutilización.
- 8) Condiciones para el apriete de los tornillos no pretensados (Bearing-Type Connections):
- Cada conjunto de tornillo, tuerca y arandelas debe alcanzar la condición de apretado a tope sin sobrepretensar los tornillos. Esta condición es la que conseguiría un operario con unos pocos impactos aplicados por una llave de impacto o por el esfuerzo máximo aplicado por un operario usando una llave normal.
 - El apriete debe realizarse desde los tornillos ubicados en la parte más rígida de la unión, prosiguiendo en la dirección de los bordes libres. Incluso es conveniente realizar algún ciclo de apriete adicional.

MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE LOS TORNILLOS DE UNA UNIÓN



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero

 DEER TOWER OFICINAS	Esc. S/E	DESC: <p align="center">ESPECIFICACIONES UNIONES ABULONADAS</p>	Cód.plano
			A3-6
	Toler. N/A		

UNIONES SOLDADAS EN ESTRUCTURA METÁLICA

NORMA:

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings Chapter J. Design of Connections.

MATERIALES:

- Perfiles (Material base): F-36 .
- Material de aportación (soldaduras): Electrodo de las series E70XX y E60XX. Para los materiales empleados y el procedimiento de soldadura SMAW (Arco eléctrico con electrodo revestido), se cumplen las condiciones de compatibilidad entre materiales exigidas por el artículo J.2.6.

DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS:

- 1) Las prescripciones consideradas en este proyecto se aplican a uniones soldadas donde:
 - Los aceros de las piezas a unir tienen un límite elástico no mayor que 100 ksi [690 MPa] (artículo 1.2 (1) AWS D1.1/D1.1M:2002).
 - Los espesores de las piezas a unir son al menos de 1/8 in [3mm] (artículo 1.2 (2) AWS D1.1/D1.1M:2002).
 - Las piezas soldadas no son de sección tubular.

- 2) En soldaduras a tope de penetración total o parcial se cumple que:
 - La longitud efectiva de las soldaduras de penetración total o parcial es igual a la dimensión de las piezas unidas perpendicular a la dirección de las tensiones de tracción o compresión. (art. 2.3.1.1 of AWS D1.1/D1.1M:2002).
 - En soldaduras de penetración total, la garganta efectiva es igual al menor espesor de las piezas unidas (art. 2.3.1.2 of AWS D1.1/D1.1M:2002).

- 3) En soldaduras en ángulo se cumple que:
 - La longitud efectiva de un cordón de soldadura en ángulo cumple que es mayor o igual que 4 veces el tamaño de su lado, o bien que el lado no se considera mayor que el 25 % de la longitud efectiva de la soldadura. Adicionalmente, la longitud efectiva de una soldadura en ángulo sujeta a cualquier sollicitación de cálculo no es inferior a 40 mm.

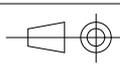
- 4) En el detalle de las soldaduras se indica la longitud efectiva del cordón (longitud sobre la cual el cordón tiene su tamaño completo). Para alcanzar dicha longitud, puede ser necesario prolongar el cordón rodeando las esquinas, con el mismo tamaño de cordón.

- 5) Las soldaduras en ángulo de uniones en 'T' con ángulos menores que 30° no se consideran como efectivas para la transmisión de las cargas aplicadas (artículo 2.3.3.4 AWS D1.1/D1.1M:2002).

- 6) En los procesos de fabricación y montaje se deberá cumplir con los requisitos indicados en el capítulo 5 de AWS D1.1/D1.1M:2002 y capítulo M de ANSI/AISC 360-10. En lo que respecta a la preparación del metal base, se exige que las superficies sobre las cuales se depositará el metal de aportación sean suaves, uniformes, y libres de desgarramientos, fisuras y otras discontinuidades que afectarían a la calidad o resistencia de la soldadura. Las superficies a soldar y las superficies adyacentes a una soldadura, deberán estar también libres de laminillas, escamas, óxido suelto o adherido, escoria, herrumbre, humedad, aceite, grasa y otros materiales extraños que impidan una soldadura apropiada o produzcan emisiones perjudiciales.

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero

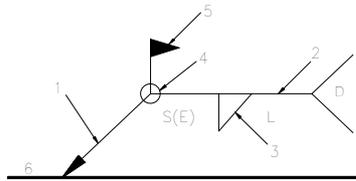
 DEER TOWER <small>OFICINAS</small>	Esc. S/E	DESC: <h2 style="margin: 0;">ESPECIFICACIONES UNIONES SOLDADAS</h2>	Cód.plano
			A3-7
	Toler. N/A		

REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍA

Para la representación de los símbolos de soldaduras se consideran las indicaciones de la norma ANSI/AWS A2.4-98 'STANDARD SYMBOLS FOR WELDING, BRAZING, AND NONDESTRUCTIVE EXAMINATION'.

MÉTODO DE REPRESENTACIÓN DE SOLDADURAS

Conforme a la figura 2 de ANSI/AWS A2.4-98 y a los tipos de soldaduras empleadas en este proyecto, se desarrolla el siguiente esquema de representación de una soldadura:



Referencias:

1: flecha (conexión entre 2 y 6)

2: línea de referencia

3: símbolo de soldadura

4: símbolo soldadura perimetral.

5: símbolo de soldadura en el lugar de montaje.

6: línea del dibujo que identifica la unión propuesta.

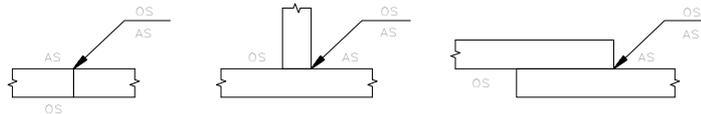
S: profundidad del bisel. En soldaduras en ángulo, es el lado del cordón de soldadura.

(E): tamaño del cordón en soldaduras a tope.

L: longitud efectiva del cordón de soldadura

D: dato suplementario. En general, la serie de electrodo a utilizar y el proceso precualificado de soldeo.

La información relacionada con el lado de la unión soldada a la que apunta la flecha, se coloca por debajo de la línea de referencia, mientras que para el lado opuesto, se indica por encima de la línea de referencia:



Donde:

OS(Other Side): es el otro lado de la flecha

AS(Arrow Side): es el lado de la flecha

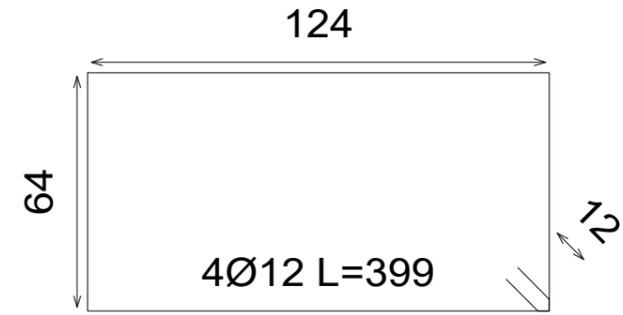
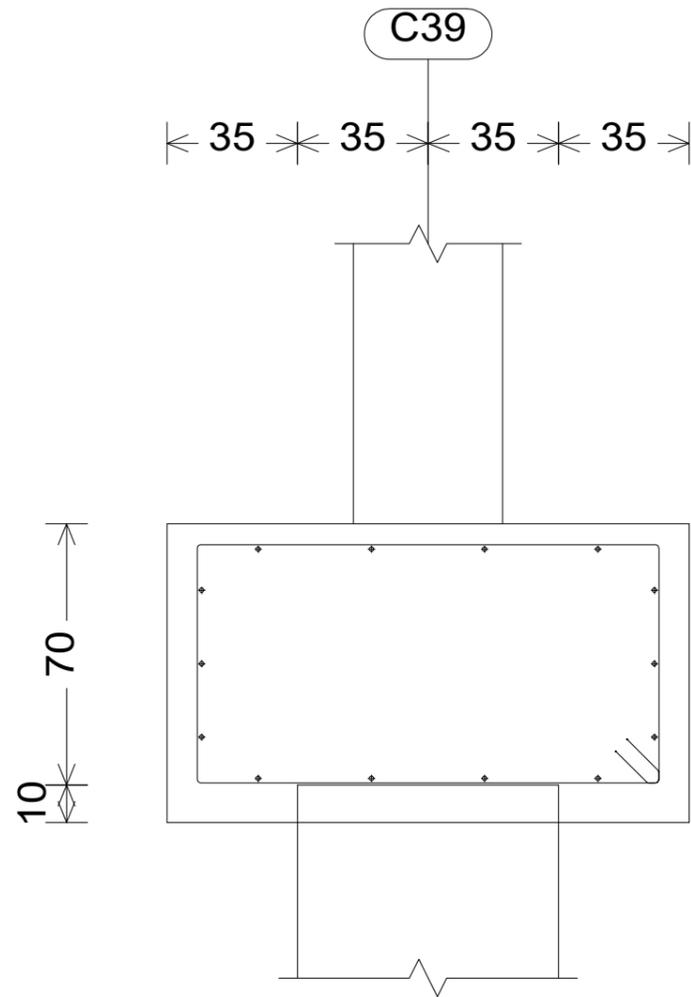
Referencia 3

Designación	Ilustración	Símbolo
Soldadura en ángulo		
Soldadura a tope en 'V' simple (con chaflán)		
Soldadura a tope en bisel simple		
Soldadura a tope en bisel doble		
Soldadura a tope en bisel simple con talón de raíz amplio		
Soldadura combinada a tope en bisel simple y en ángulo		
Soldadura a tope en bisel simple con lado curvo		

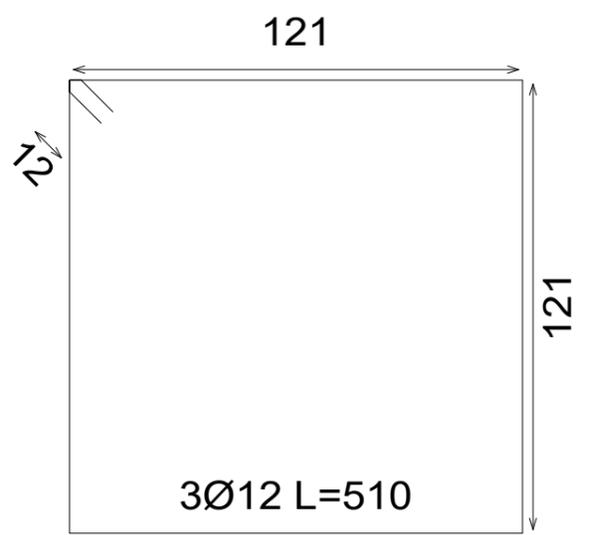
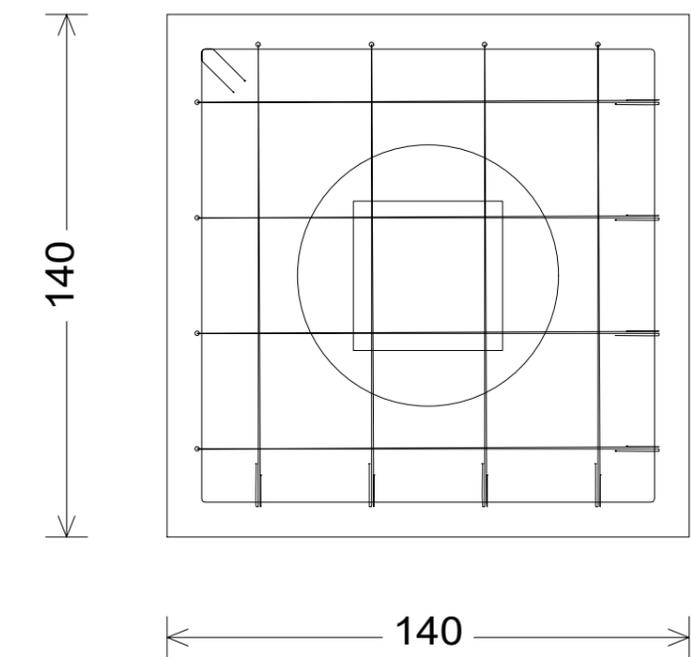
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero

 DEER TOWER <small>OFICINAS</small>	Esc. S/E	DESC: <h1 style="margin: 0;">REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍAS</h1>	Cód.plano	
			<h1 style="margin: 0;">REFERENCIAS Y SIMBOLOGÍAS</h1>	A3-8
	Toler. N/A			

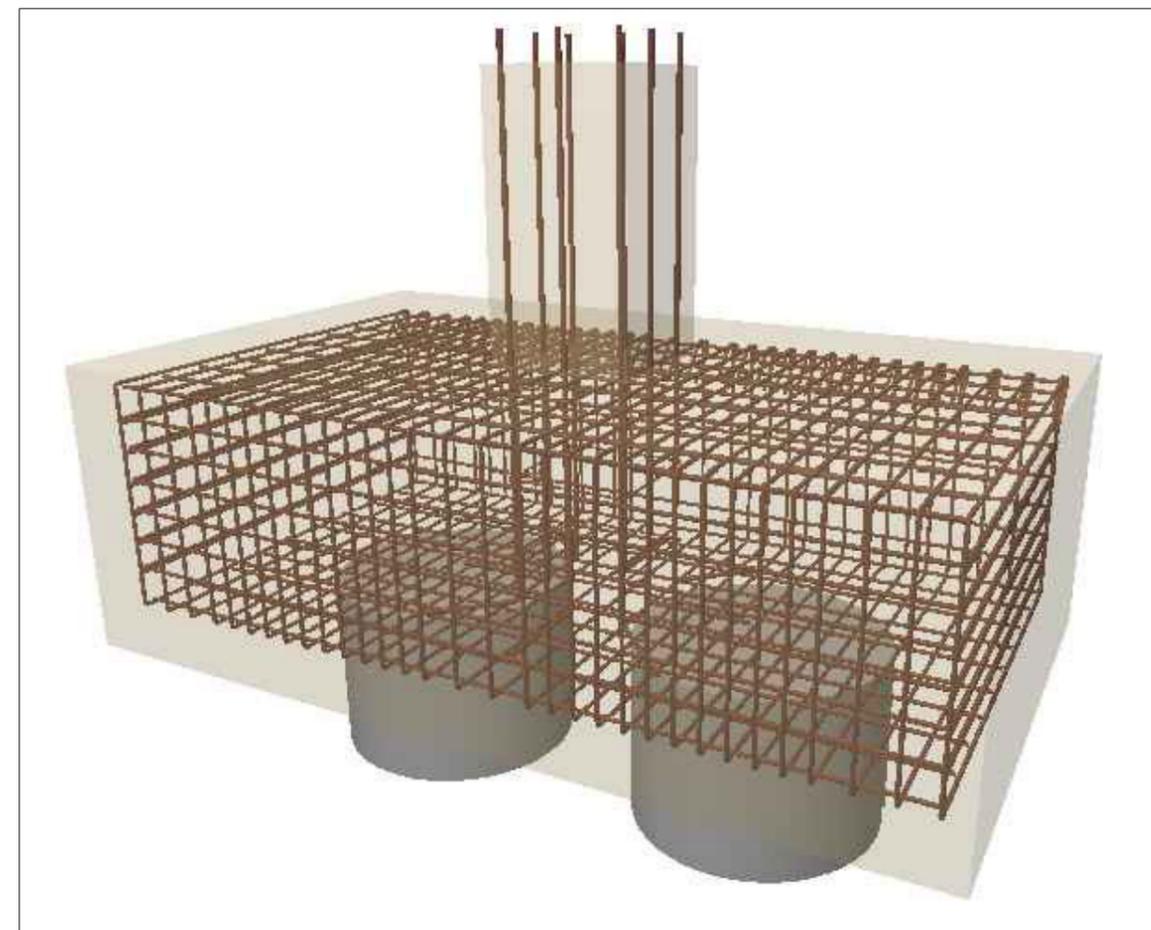
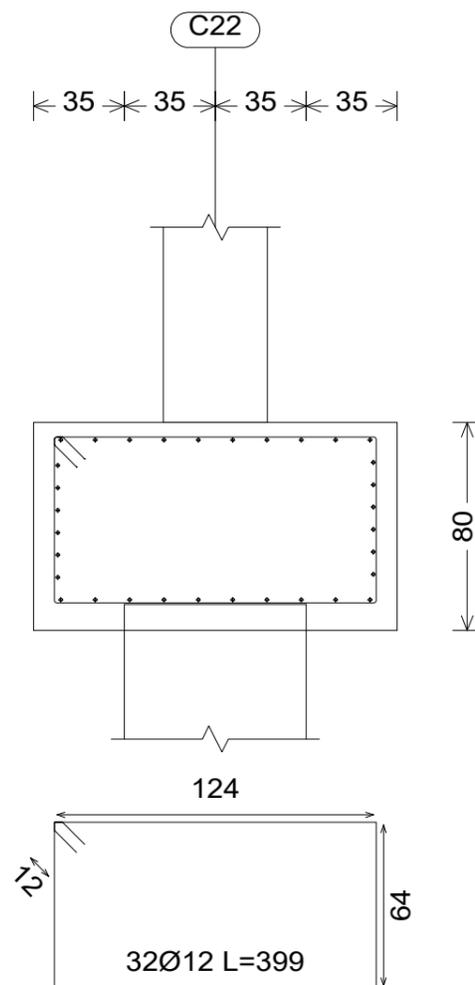
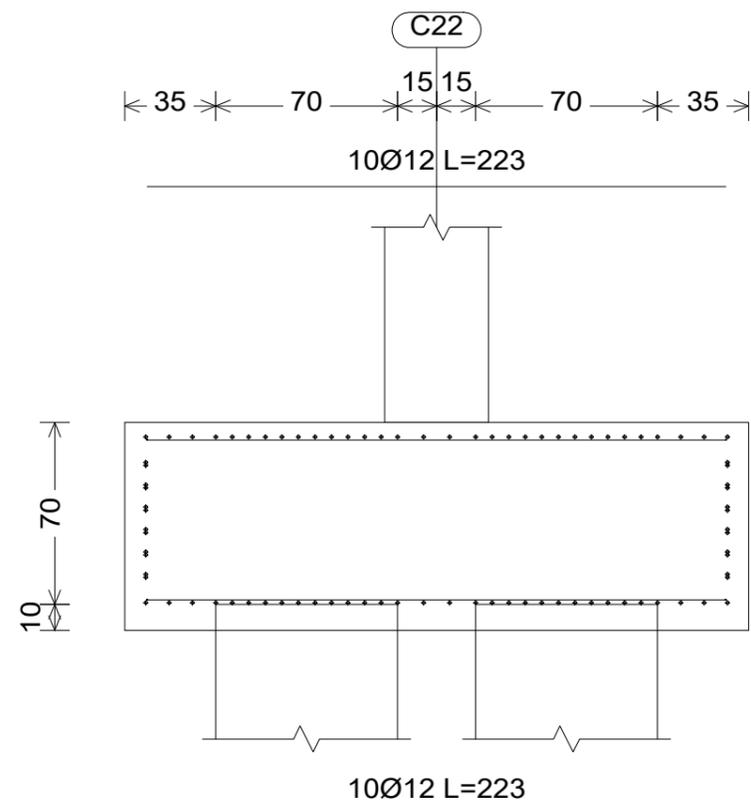


Pilote Ø 70cm, L=850cm



DETALLE 3D

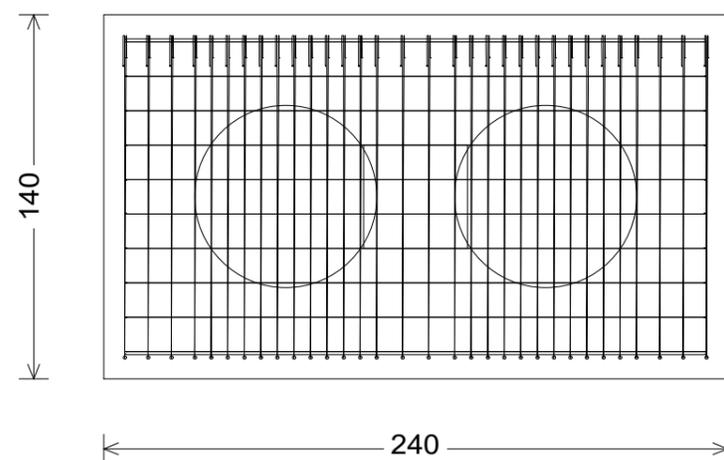
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO			
ALUMNO: Ezequiel Oggero			
	Esc. S/E	DESC: DETALLE ARMADO CABEZAL SIMPLE CIMENTACIÓN COLUMNA 39	Cód.plano
	Toler. ±1mm		A3-9



DETALLE 3D

Pilote Ø70cm, L=850cm

2X6Ø12 L=468



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero



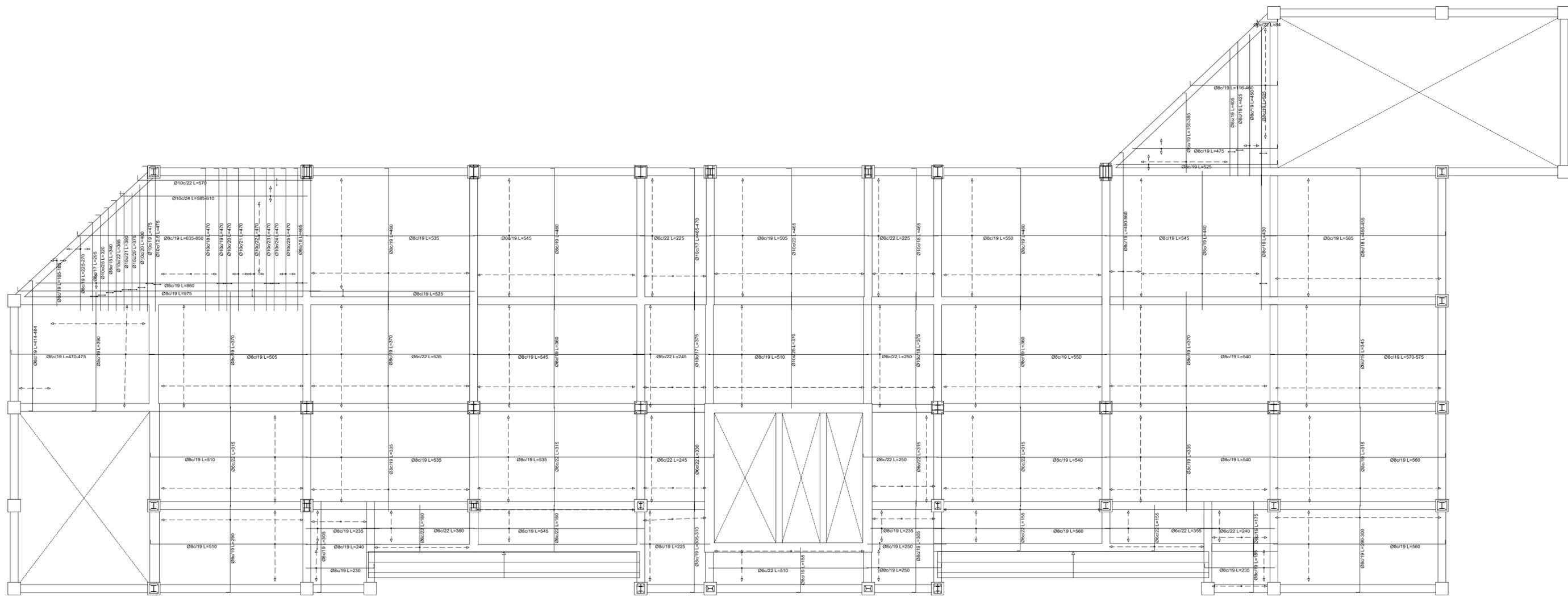
Esc.
S/E
Toler.
±1mm

DESC:

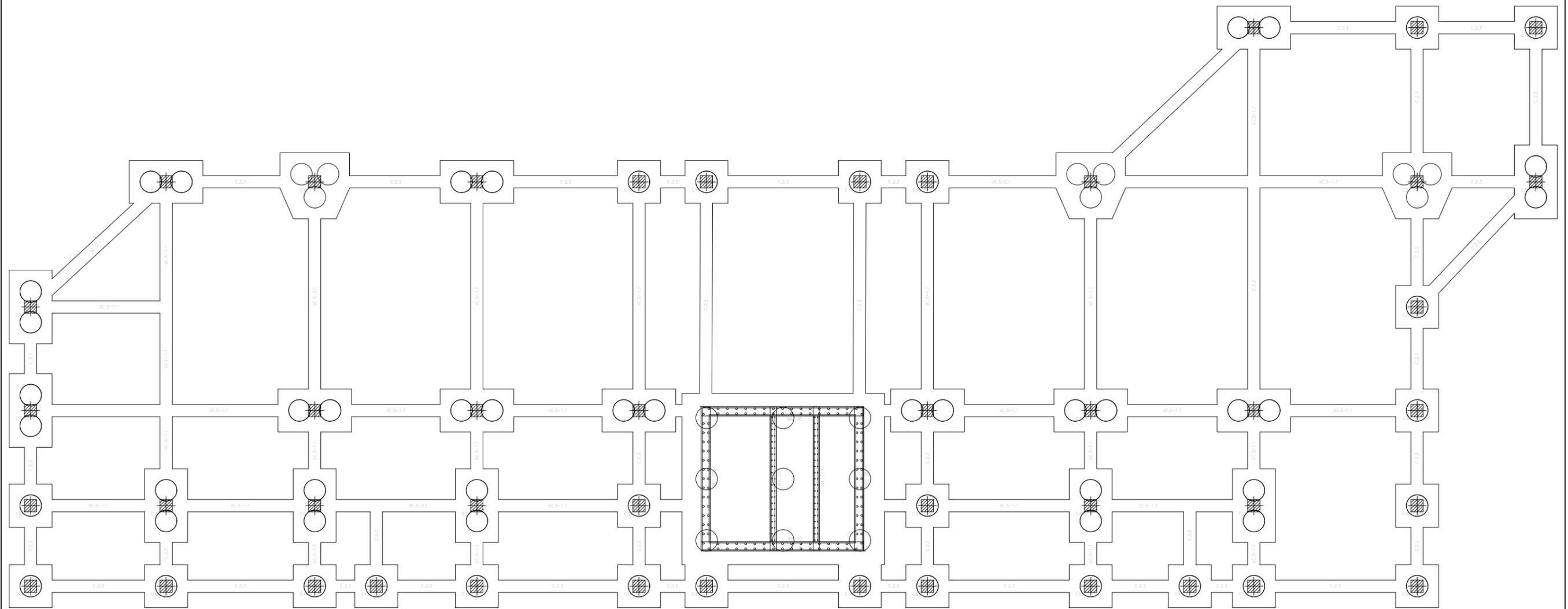
DETALLE ARMADO CABEZAL DOBLE
CIMENTACIÓN COLUMNA 22

Cód.plano

A3-10



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO			Cód.plano
ALUMNO: Ezequiel Oggero			
	Esc. S/E	DESC:	A3-11
	 Toler. ±1mm	DETALLE ARMADO LOSAS SUBSUELO	



NOTA: CONSULTAR EL ARCHIVO "ESFUERZOS Y ARMADOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS" DEL CD ANEXO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL – FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

ALUMNO: Ezequiel Oggero

 DEER TOWER OFICINAS	Esc. S/E	DESC: FUNDACIONES Y COLUMNAS NOMENCLATURAS Y ARMADURAS	Cód.plano
	Toler. ±1mm		A3-13