



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERÍA**

TRABAJO FINAL

ANTEPROYECTO DE UNA IGLESIA CATÓLICA EN LA
ISLA DEL CERRITO – CHACO.

Autores:

Escobar Rodríguez, Gabriel Martín.
Miño, Ivan Alejandro.

Año 2023

Autores:

Escobar Rodríguez, Gabriel Martín.

Miño, Ivan Alejandro.

Tutor:

Arq. Pilar, Claudia A.

Asesor:

Ing. Barrios D'ambra, Ricardo.

Año 2023

Índice

Capítulo I. Introducción	4
Capítulo II. La arquitectura católica	14
Estilos de iglesias católicas preconciliares.....	18
Estilos de iglesias católicas postconciliares	20
Capítulo III. Diseño predial.....	22
Sobre el predio	22
Iglesia	25
Edificio complementario.....	32
El predio en su conjunto	38
Capítulo IV. Instalaciones sanitarias y eléctrica	42
Instalaciones de agua fría y caliente	42
Desagües cloacales.....	49
Desagües pluviales.....	52
Instalación eléctrica	57
Capítulo V. Mitigación de impactos sobre la vegetación	58
Plan de revegetación	58
Capítulo VI. Cálculo estructural.....	66
Estructura metálica de cubierta edificio complementario	66
Estructura metálica de cubierta iglesia	79
Estructura de hormigón armado de cubierta galería	82
Fundaciones	104
Capítulo VII. Cómputo y presupuesto	109
Capítulo VIII. Plan de inversión modular	112
Etapa 1: construcción de SUM - edificio complementario	112
Etapa 2: Construcción nave y revegetación - edificio iglesia y predio	114
Etapa 3: construcción de alas educativa y administrativa - edificio iglesia	116
Etapa 4: construcción de dormitorios y baños - edificio complementario	117
Etapa 5: terminaciones nave - edificio iglesia	119
Etapa 6: terminaciones alas administrativa y educativa - edificio iglesia.....	120
Etapa 7: terminaciones - edificio complementario	120
Etapa 8: construcción muro medianero - predio.....	122
Etapa 9: construcción galería - edificio iglesia	122
Etapa 10: construcción fachada y terminaciones exterior - edificio iglesia	124

Etapa 11: terminaciones exteriores - edificio complementario	125
Capítulo IX. Recomendaciones.....	127
Bibliografía.....	128

Capítulo I. Introducción

El anteproyecto que pretende desarrollar este trabajo tiene como objetivo su implementación en una parcela ubicada en la planta urbana de la Isla del Cerrito, Chaco en el departamento Bermejo, situado en el nordeste de Argentina, al este de la provincia [Plano 1].

Se trata de una isla caracterizada por su arquitectura de estilo colonial [Figuras 1, 2 y 3], con un gran patrimonio cultural, histórico y natural.



Figura 1. Arquitectura local (fuente: imágenes propias).



Figura 2. Arquitectura local (fuente: imágenes propias).



Figura 3. Arquitectura local (fuente: imágenes propias).

Es una isla de génesis fluvial y está ubicada en la confluencia de los ríos Paraguay y Paraná [Figura 4]. El municipio local de la Isla del Cerrito se extiende por toda la isla, así como también sobre las islas Guáscara, Brasileira y Bosnia o Tres Hermanas en el río Paraná y las islas Mborebí y Carpincho en el riacho Ancho. El cauce principal del río Paraguay constituye el límite nordeste de la isla, mientras que el cauce principal del río Paraná forma los límites este y sur. Por último, el riacho Ancho delinea el límite oeste [Figura 5].

Dentro de la isla, fluye un solo curso de agua permanente, el riacho Atajito, que tiene su origen y desembocadura en el riacho Ancho y además hay numerosos cuerpos de agua tanto permanentes como temporales, entre los que se destacan las lagunas Dos Santos y El Porá [Figura 6].



Figura 4. Delimitación de la Isla del Cerrito (fuente: Google Earth, 2023).



Figura 5. Delimitación de islas del municipio Isla del Cerrito (fuente: Google Earth, 2023).



Figura 6. Cuerpos de agua dentro de la isla del Cerrito (fuente: Google Earth, 2023).

Se encuentra a una distancia de 60 kilómetros desde la ciudad capital del Chaco, el trayecto consta de 18 kilómetros de ruta asfaltada y 36 kilómetros de camino mejorado con ripio. Desde Resistencia se llega por Ruta Nacional n°16 hasta 1 km antes de ingresar al puente interprovincial General Belgrano donde se bifurca hacia la derecha un camino rumbo a la localidad portuaria de Barranqueras y hacia la izquierda se accede mediante camino de pavimento al puerto de Antequeras desde donde se ingresa al camino enripiado con traza paralela al riacho Antequeras, se cruza el riacho Iné y pocos kilómetros más adelante se llega al puente San Pedro donde el acceso

por carretera se realiza a través del mismo, que cruza el riacho Ancho en el extremo sudoeste de la isla.

Se puede llegar a través de las Rutas Provinciales 39 y 63 (ambas de tierra), que conectan la Isla con Margarita Belén y Barranqueras, respectivamente. Las coordenadas geográficas de la Isla del Cerrito son: 27°15'00"S 58°45'00"O [Figura 7].



Figura 7. Ubicación de la localidad Isla del Cerrito (fuente: Google Earth, 2023).

La extensión total de la isla es de aproximadamente 11.640 hectáreas, con una longitud de alrededor de 23 km y un ancho máximo de 12 km y su perímetro se estima en 79 km. Uno de los puntos más elevados de la isla alcanza los 65 metros sobre el nivel del mar, corresponde al llamado "cerrito", de donde deriva su nombre.

Este "cerrito" es uno pequeño que se eleva entre 15 y 20 metros sobre el nivel del río, una característica inusual en el entorno de lagunas y áreas inundables que conforman la ribera derecha del Paraná y el Paraguay.

En esta elevación se encuentra la histórica Capilla Virgen del Pilar, construida en 1928 [Figura 8].



Figura 8. Pequeño cerro a la ribera del río Paraná donde se emplaza la capilla “Nuestra señora del Pilar” (fuente: Wikipedia).

La isla alberga una población de alrededor de 1800 residentes, según datos del INDEC de 2010, lo que representa un aumento de 16% en comparación con los 1.514 habitantes registrados en 2001 porque si bien hay residentes dispersos en varios puntos de la isla, la mayoría se concentra en el único centro urbano, conocido como el pueblo de Isla del Cerrito.

Dicho centro no posee herramientas que organicen el crecimiento de dicha población que va en aumento ya que actualmente la localidad no dispone de reglamentación de construcción, código de planeamiento urbano ni ambiental.

La isla tiene una forma distintiva que se asemeja a una herradura, y sus actividades principales se centran en la pesca y el turismo, lo que la convierte en uno de los destinos turísticos más destacados de la provincia.

La localidad isleña por su ubicación pertenece al Chaco húmedo oriental y posee clima subtropical sin estación seca, donde la estación con menor precipitación es en el invierno y la abundancia de lluvias se da en la estación estival, con un promedio anual de precipitaciones que oscila entre 1.100 y 1.200 mm. La temperatura media anual se sitúa entre 21 y 22°C, con un promedio de 27 a 28°C durante enero y alrededor de 15 a 16°C durante julio. Durante enero, las temperaturas máximas y medias alcanzan 34/35°C, mientras que en julio, las temperaturas mínimas se acercan a 11°C.

Popolizio (1989) al enunciar las grandes unidades geomorfológicas del NEA, incluye a la isla en la que denominó “valles del Paraná y Paraguay o unidad n°4”, la cual se corresponde con las planicies de inundación que acompañan al Paraná desde la confluencia con el río Iguazú. Para Popolizio la isla constituye un reflejo relieve correntino con amplitudes de relieve poco frecuentes en el Paraná.

La isla exhibe dos entornos geográficos y geológicos notablemente distintos: la Formación Ituzaingó y la fosa Paraná-Paraguay; la primera considerada un remanente del relieve correntino, presenta relieves de gran amplitud poco comunes en la región del Paraná, atrayendo la atención de los primeros exploradores españoles.

Los afloramientos rocosos en el extremo norte se asocian con la margen correntina del río Paraná y son interpretados como fragmentos resultantes de movimientos tectónicos que separan la formación correntina. Torra (1998), estudió la sedimentología de las arenas de la formación Ituzaingó en la vecina provincia de Corrientes y habla del afloramiento rocoso de areniscas que se encuentra en el extremo norte de la isla llamado en su cumbre “el Cerrito” y las asimila a las de la margen correntina del río Paraná.

El origen de estas rocas que generan barrancas de entre 3 a 6 metros de altura provienen de movimientos tectónicos que desmembraron parte del afloramiento correntino [Figura 9] cuya antigüedad data del Mioceno Superior; dicho afloramiento de las areniscas emplazado en la confluencia de los ríos Paraná y Paraguay forma un lugar notable y único en la Isla del Cerrito.

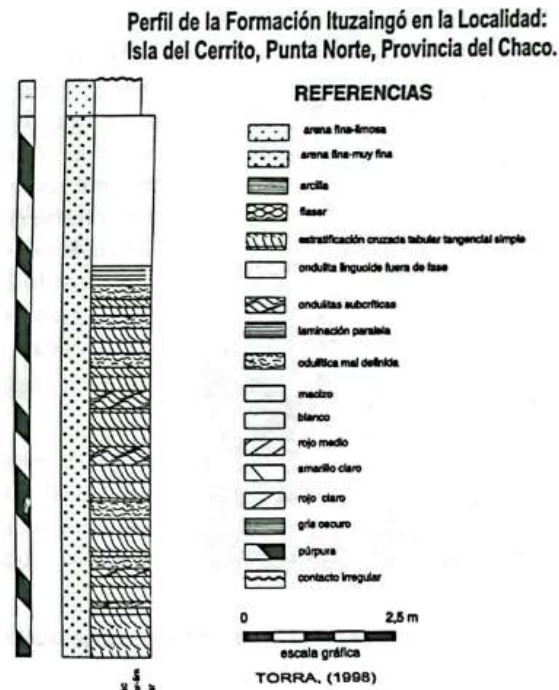


Figura 9. Perfil de la formación Ituzaingó en la Isla del Cerrito (fuente: Torra, 1998).

Por otro lado, el resto de la isla presenta un terreno con escasa capacidad de drenaje y suelos impermeables, creando un entorno poco propicio para la colonización humana ya que según Neiff (1986) el sistema entra periódicamente en estrés por la acumulación de agua; sin embargo, la flora demuestra una notable resistencia a las

fluctuaciones del nivel del agua, que varían debido a las distintas precipitaciones a lo largo del año.

Los suelos de la isla y de todo el Chaco oriental han sido formados bajo procesos aluviales hidromórficos con excepción de los suelos derivados de las areniscas correntinas llamadas asperones; los mismos tienen características propias de las áreas geomorfológicas Paraná II y Paraguay II [Figura 10] que tuvieron origen por la actividad fluvial a través de la deposición sedimentaria.

A su vez, las inundaciones plurianuales aportan abundante cantidad de materia orgánica de diferente tamaño de partículas que se viene depositando sobre los primeros sedimentos datados en el Cuaternario. La isla recibe a través del río Paraguay agua de inundación producida por las crecientes del río Bermejo entre los meses de diciembre y abril, dicha agua presenta gran cantidad de sólidos en suspensión con concentraciones calculadas en 40 kg por m³. Esto constituye en un importante aporte de materia inorgánica y orgánica nueva al suelo de la isla.

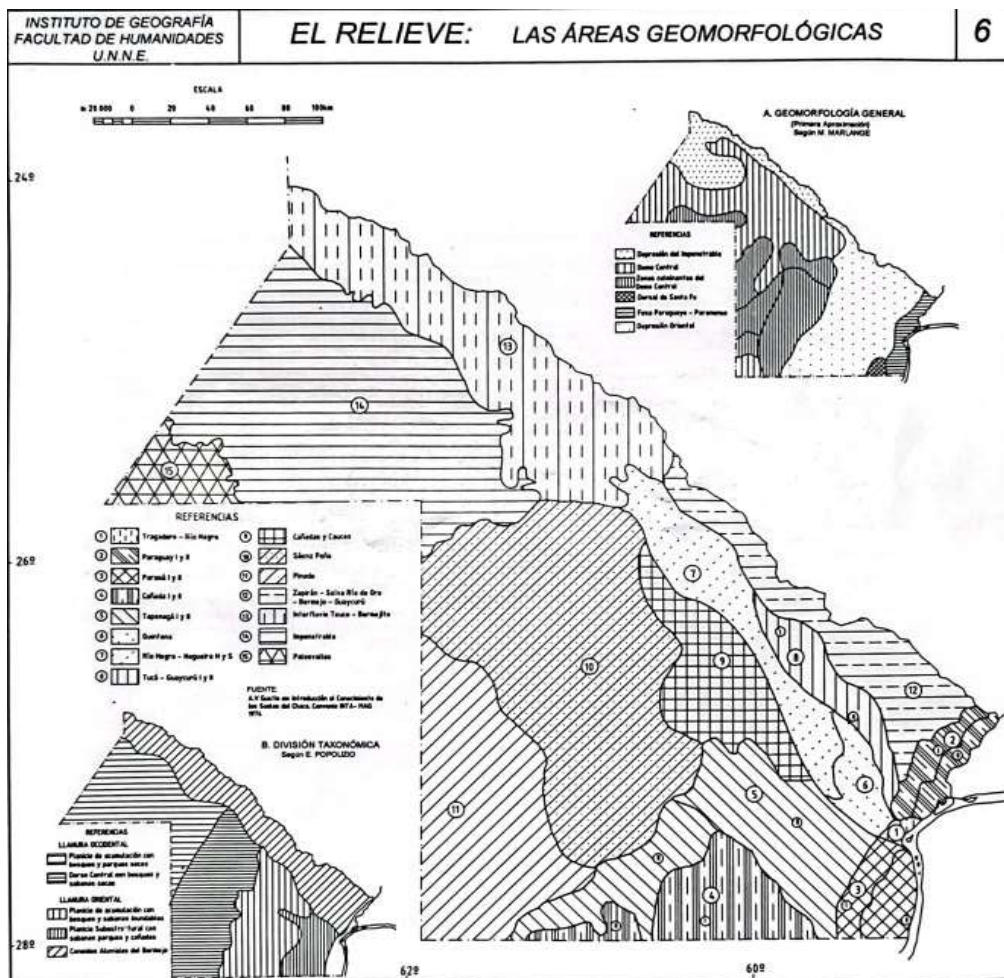


Figura 10. Áreas geomorfológicas del Chaco (fuente: Geográfica n° 14, 2007).

Con respecto a la hidrología del lugar, el funcionamiento de los sistemas naturales del lugar está sometido a procesos de inundaciones anuales y plurianuales que aportan volúmenes de agua variable a los ambientes lóticos y al riacho Atajito el cual es el único curso de agua permanente, el mismo surca a la isla en dirección NE-SO. Este riacho tiene un recorrido meandroso y su curso es navegable pero su trayecto suele presentar colmatación de gramíneas y pontederiáceas.

La localidad se encuentra en una zona severa de restricción al uso del suelo, siendo una de las zonas más vulnerables de la provincia ya que está permanentemente expuesta al riesgo de inundación ribereña causada por los ríos Paraguay y/o Paraná esto debido a que la localidad fue emplazada en el valle de inundación de estos grandes ríos y actualmente la localidad cuenta con un terraplén de defensa contra inundaciones que la rodea [Figura 11]; la zona urbana defendida por éste, se divide en dos cuencas urbanas bien diferenciadas [Figura 12].

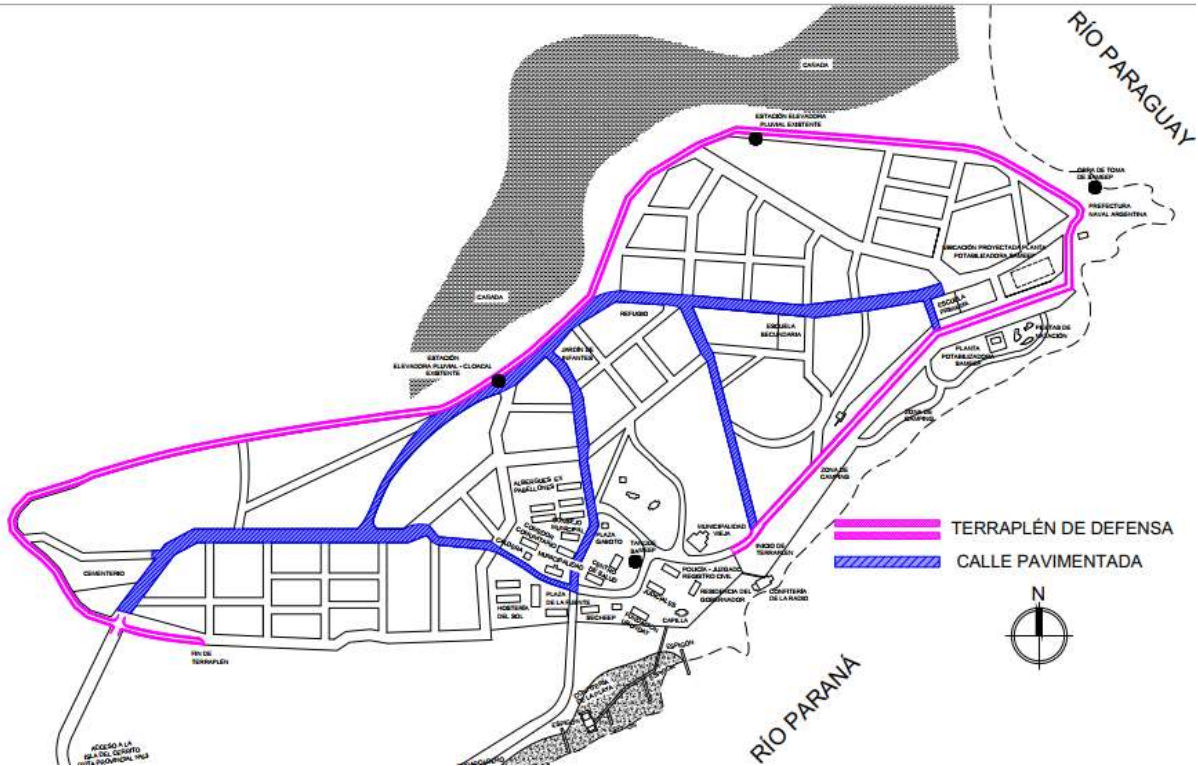


Figura 11. Terraplén de defensa de la ciudad (fuente: Administración Provincial del Agua, 2021).

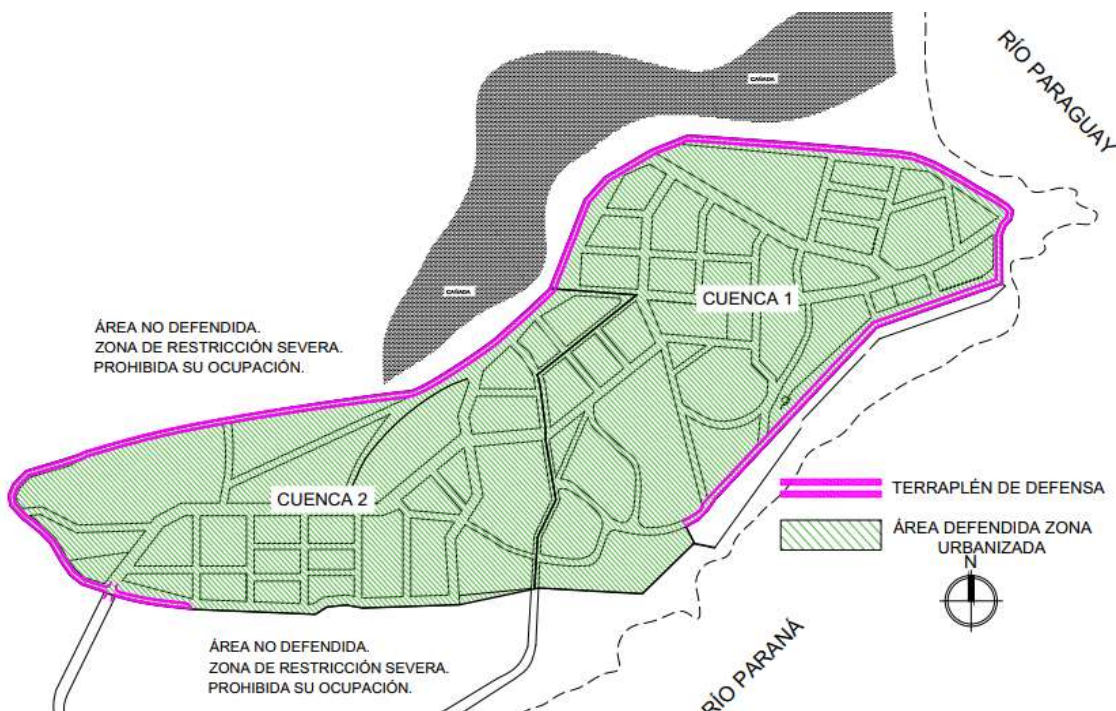


Figura 12. Delimitación de cuencas urbanas (fuente: Administración Provincial del Agua, 2021).

Para evacuar el exceso de agua debido a intensas precipitaciones la localidad posee dos estaciones elevadoras pluviales para bombear los excedentes y así evitar las inundaciones pluviales de la zona urbanizada.

Sobre la importancia histórica del lugar, en tiempos pasados, la isla desempeñó un papel crucial como escenario destacado durante la guerra de la Triple Alianza (1865-1870) debido a su ubicación estratégica lo cual la llevó a ser testigo de numerosos acontecimientos históricos, incluida su participación en la mencionada guerra y su papel como sede de las autoridades del Territorio Nacional del Gran Chaco.

Durante este período la isla estuvo bajo la ocupación del Imperio de Brasil; sin embargo más adelante Argentina reclamó su soberanía y logró recuperarla a través de un tratado de límites del 8 de septiembre de 1876. En aquella ocasión el exgobernador del Chaco Teniente Coronel Napoleón Uriburu presidió el acto de toma de posesión de la región, en representación de las autoridades del Gobierno Nacional.

En el año 2000 a raíz de una iniciativa del municipio, se llevó a cabo una consulta popular con el propósito de otorgar una identidad distintiva a la Isla y como resultado de esta consulta, se estableció el 8 de septiembre como la fecha fundacional, con el fin de fortalecer los valores del patrimonio inmaterial, la identidad, la preservación y la memoria.

Durante gran parte del siglo XX, se estableció un leprosario que albergó a más de 200 pacientes desde 1926 hasta su cierre en 1968 [Figura 13].

“Otro evento histórico que afectó profundamente los ecosistemas de bosque no inundable fue la presencia en la isla, desde 1926 y hasta la década del 60, de la Colonia y Hospital Maximiliano Aberastury, considerado el primer centro modelo en el país para el tratamiento de enfermos del Mal de Hansen. Según el plano de relevamiento realizado por el Ministerio de Obras Públicas de la Nación en 1938, esta Colonia funcionaba en 16 edificios que cubrían una superficie total de 9.277 m². El Gobierno Nacional construyó estas instalaciones en la zona más alta de la isla y en su entorno se fueron instalando los pobladores urbanos, en su mayoría familiares de los enfermos o enfermos recuperados.

Los materiales que se emplearon para la construcción de los pabellones incluyeron cabreadas y carpintería de madera.

Cuando la Colonia fue trasladada del Cerrito, la Isla fue promocionada con fines turísticos y la mayoría de estas instalaciones recibieron trabajos de restauración, de refacción y de refuncionalización en distintas oportunidades. Los más importantes y recientes se realizaron en 1996” (Sánchez, Elba L., 2009, pág. 9).

Tras su clausura, la isla se transformó en un atractivo turístico destacado, convirtiéndose en una ciudad turística completamente equipada para satisfacer plenamente las preferencias de los visitantes donde a su vez presenta como actividad principal actividad productiva la ganadería. La Isla del Cerrito se enorgullece de sus rincones umbrosos, sus playas de arena blanca, sus barrancas agrestes y su exuberante vegetación, cautivando todos los sentidos.



Figura 13. Nave para transportar a leprosos (fuente: imágenes propias).

Cada año la Isla del Cerrito atrae a miles de turistas y lugareños que participan en el Torneo Internacional de Pesca del Dorado con Devolución, uno de los eventos destacados en el país en cuanto a competiciones de pesca con devolución. Asimismo, la isla alberga el "Festival del Chupín y del Pescado Frito", un evento culinario popular. La gastronomía de esta región costera del Chaco se distingue por recetas elaboradas a partir de productos provenientes del río y con influencias guaraníes.

Capítulo II. La arquitectura católica

Todas las grandes civilizaciones de la historia florecieron en torno a sistemas de creencias, prácticas religiosas y una profunda espiritualidad que buscaban abordar las inquietudes de sus seguidores.

Estas religiones, que normalmente asignan la creación del mundo a agentes externos, a los que se es devoto, han generado, durante los largos siglos y milenios de la historia, una gran cantidad de edificios destinados a albergar o adorar a sus dioses y a congregar a su comunidad¹ [Figura 14], así emerge la arquitectura religiosa.



Figura 14. Templo de la Concordia Sicilia (fuente: www.difundirelarte.com).

Desde los inicios de la historia humana, la arquitectura religiosa ha desempeñado un papel central, evolucionando desde los menhires de las civilizaciones prehistóricas hasta las más vanguardistas construcciones contemporáneas. Templos de variadas tipologías, dedicados a distintos dioses, han sido testigos de la búsqueda de respuestas a preguntas fundamentales sobre la existencia, el origen y el destino humanos. A pesar de las diversas respuestas proporcionadas por distintas religiones, la reacción común ha sido erigir edificaciones que ofrecen un hogar terrenal a las divinidades, con la esperanza de ser recibidos en el reino celestial.

¹ <https://revistamito.com/la-evolucion-de-la-arquitectura-sagrada/>

En el contexto de la arquitectura cristiana estas demostraciones de fé a su Dios tenían como una de sus formas la creación de lugares de adoración como las basílicas e iglesias y también capillas.

“Les generamos un lugar que les acoge en la Tierra, con el fin de que ellos nos acojan en los cielos. Y no es un lugar cualquiera; sino que la arquitectura religiosa, generalmente, reúne más cuidado, más esmero y más atención que muchos otros tipos de construcciones, llegando a convertirse en una arquitectura de gran presencia, de carácter monumental o de hito que, como un libro abierto, nos narra la historia de la fe humana” (Forqués Puigcerver, Núria. 2015).

Una iglesia católica es un edificio religioso dedicado al culto cristiano, es un lugar de congregación para los fieles cristianos y generalmente es el centro espiritual de una comunidad religiosa.

Las iglesias son el lugar principal de adoración y celebración de misas, servicios religiosos y eventos importantes dentro del cristianismo y la principal diferencia entre una iglesia y una capilla radica en su tamaño, ubicación y función. Las iglesias suelen ser más grandes y formales, mientras que las capillas son más pequeñas y pueden servir a propósitos religiosos en una variedad de contextos y ubicaciones.

En este tipo de construcciones se puede observar una tipología que se ha mantenido esencialmente fiel a sus raíces a lo largo de dos mil años de historia.

En sus orígenes, adoptó la estructura de las basílicas romanas, con una nave central de mayor amplitud y altura, flanqueada por naves laterales que también servían como deambulatorios o espacios de circulación, al tiempo que proporcionaban apoyo estructural para la cubierta central, luego se incorporaron elementos como el crucero, dando forma a la planta de cruz cristiana, junto con el ábside al final de la nave principal. Por lo general, estos espacios elevados se cubrían con bóvedas, permitiendo abarcar mayores distancias entre muros o pilares en comparación con techos planos, lo que creaba una orientación axial en torno al altar.

A pesar de la estabilidad de la tipología, la construcción de iglesias ha evolucionado significativamente a lo largo del tiempo, reflejando los estilos arquitectónicos predominantes.

Las primitivas iglesias románicas cedieron paso a las luminosas iglesias góticas, que a su vez fueron reemplazadas por la suntuosa arquitectura barroca; estos templos históricos proporcionan una ventana para comprender la vida y las técnicas constructivas de sus respectivas épocas, sin embargo, a pesar de los cambios en la construcción, la tipología básica se mantendrá intacta.

Durante siglos, las iglesias ocuparon un lugar central en la mayoría de las ciudades y pueblos cristianos y, por tanto, se les prestó una atención especial.

A medida que el siglo XX avanzaba, se produjo un cambio en la tipología eclesiástica, en parte influenciado por el Concilio Vaticano II -fue el vigésimo primer concilio ecuménico de la Iglesia católica, que tenía por objeto principal la relación entre la Iglesia y el mundo moderno.

Fue convocado por el papa Juan XXIII, quien lo anunció el 25 de enero de 1959 y fue uno de los acontecimientos históricos que marcaron el siglo XX; tuvo lugar desde 1962 hasta 1965; en el mismo se planteó la apertura hacia la sociedad contemporánea y la participación activa de los fieles en la liturgia.

“Quiero abrir ampliamente las ventanas de la Iglesia, con la finalidad de que podamos ver lo que pasa al exterior y que el mundo pueda ver lo que pasa al interior de la Iglesia” (Juan XXIII, 1959. Concilio Vaticano II).

Esto coincidió con una nueva ola de arquitectura religiosa que rompió con la tradición y experimentó con nuevas tipologías, donde los arquitectos destacados se sintieron atraídos por la libertad creativa que ofrecía la arquitectura religiosa, independientemente de sus creencias personales. El espacio y la luz se convirtieron en herramientas para expresar la espiritualidad.

Desde entonces, la innovación en la tipología eclesial ha sido una característica común en la arquitectura contemporánea.

Las iglesias modernas buscan romper con la organización espacial tradicional, adaptándose a un culto más contemporáneo y fomentando la participación de la comunidad. Elementos como la disposición de bancos, la entrada al espacio y la reinterpretación de símbolos religiosos han sido cuestionados y reformulados.

Uno de los aspectos más destacados de la arquitectura religiosa contemporánea es el enfoque en la luz y su papel en la creación de ambientes, la primera ya sea difusa o localizada, se ha convertido en el elemento principal para moldear espacios y transmitir espiritualidad.

Las nuevas técnicas constructivas han ampliado las posibilidades para manipular la luz y crear efectos visuales y emocionales únicos en el contexto religioso. La luz sigue siendo un componente esencial y constante en la arquitectura religiosa moderna.

El Concilio Vaticano II marcó un antes y un después en la arquitectura religiosa católica. Previo a este Concilio la arquitectura y los elementos tradicionales de la Iglesia Católica se adherían a ciertas normas y prácticas que diferían en cierta medida de las prácticas posteriores al mismo.

Aquí están algunos de los elementos tradicionales más destacados anteriores al Concilio Vaticano II:

1. Altar orientado hacia el este: En la arquitectura preconciliar, el altar estaba orientado hacia el este, lo que simbolizaba la resurrección de Cristo y expresaba la idea de que todos se volvían hacia el Señor.

2. Retablos y crucifijos: Las iglesias católicas preconciliares solían tener retablos, que eran estructuras ornamentadas detrás del altar mayor que a menudo contenían pinturas o esculturas sagradas. Los crucifijos, representaciones de Cristo crucificado, también eran elementos comunes en las iglesias.

3. Velas y candelabros: La iluminación con velas y candelabros era una característica tradicional en la liturgia y el diseño de la iglesia. Estas luces se utilizaban para simbolizar la presencia de Cristo como la luz del mundo y para fomentar un ambiente de adoración y reverencia.

4. Iconografía religiosa tradicional: Las representaciones artísticas de Cristo, la Virgen María, los santos y escenas bíblicas eran comunes en las iglesias católicas preconciarias. Estas representaciones artísticas tenían una función catequética, enseñando la fe y la doctrina a los fieles a través de imágenes visuales.

5. Arquitectura gótica y renacentista: Antes del Concilio Vaticano II, muchos edificios de la Iglesia Católica se construyeron en los estilos arquitectónicos gótico y renacentista. Estos estilos se caracterizaban por sus bóvedas altas, arcos puntiagudos, detalles ornamentales y una sensación de grandeza y majestuosidad que buscaba inspirar asombro y reverencia.

6. Uso predominante del latín en la liturgia: Antes del Concilio Vaticano II, el latín era la lengua principal utilizada en la liturgia católica. Esto incluía la misa y otros ritos sagrados, lo que creaba una sensación de unidad y uniformidad en la Iglesia Católica a nivel mundial.

Después del Concilio Vaticano II, la Iglesia Católica experimentó cambios significativos que también se reflejaron en la arquitectura y los elementos tradicionales de sus iglesias. Aquí hay algunos elementos que se volvieron comunes o más prominentes en las iglesias católicas después del Concilio Vaticano II:

1. Altar orientado hacia el pueblo: Después del Concilio, hubo un cambio en la disposición del altar en muchas iglesias, con un énfasis en colocar el altar de frente a la congregación, permitiendo una mayor participación de los fieles en la liturgia.

2. Uso del idioma local en la liturgia: Una de las reformas significativas fue la introducción del uso de idiomas vernáculos en la liturgia, permitiendo que los fieles comprendan los ritos y oraciones de la misa.

3. Simplificación de la iconografía y decoración: Hubo una tendencia hacia una decoración más simple y una reducción en la iconografía excesiva, fomentando un enfoque más directo en la comunidad y la participación activa de los fieles en lugar de la solemnidad excesiva.

4. Énfasis en la participación activa de los laicos: Después del Concilio Vaticano II, se enfatizó la importancia de la participación activa de los laicos en la liturgia y en la vida de la iglesia en general, lo que llevó a un cambio en la disposición de los bancos y la disposición del espacio en muchas iglesias.

5. Nuevos estilos arquitectónicos y diseño de iglesia: Surgieron nuevas tendencias arquitectónicas que reflejaban una estética más contemporánea y funcional, con un énfasis en la simplicidad, la funcionalidad y la adaptabilidad para la comunidad en lugar de una excesiva ornamentación.

Estos cambios reflejaron la intención del Concilio Vaticano II de acercar la liturgia y la vida de la iglesia a los fieles y de fomentar una mayor participación de la comunidad en la práctica de su fe.

La arquitectura religiosa contemporánea cuestiona y reinterpreta los elementos tradicionales, abrazando un lenguaje más abstracto y contemporáneo para comunicar la espiritualidad en la era moderna a través de la innovación en la tipología, la organización espacial y la manipulación de la luz, los arquitectos continúan explorando formas frescas y expresivas de crear lugares de adoración que reflejan la fé y las creencias contemporáneas.

Para situar el contexto actual de diseño y arquitectura de las iglesias del siglo XXI se explicitan aquí de manera breve los varios estilos que ha tenido la iglesia católica a lo largo del tiempo.

Estilos de iglesias católicas preconciliares

Antes del Concilio Vaticano II, la arquitectura eclesiástica católica se caracterizaba por una variedad de estilos que reflejaban las influencias y las tendencias arquitectónicas de épocas anteriores. Algunos de los estilos prominentes incluyen:

1. Arquitectura Románica: Predominante entre los siglos XI y XII, se caracterizaba por sus muros gruesos, arcos semicirculares, bóvedas de cañón y techos abovedados. Ejemplos notables de la arquitectura románica incluyen la Basílica de San Clemente en Roma [Figura 15] y la Abadía de Cluny en Francia.

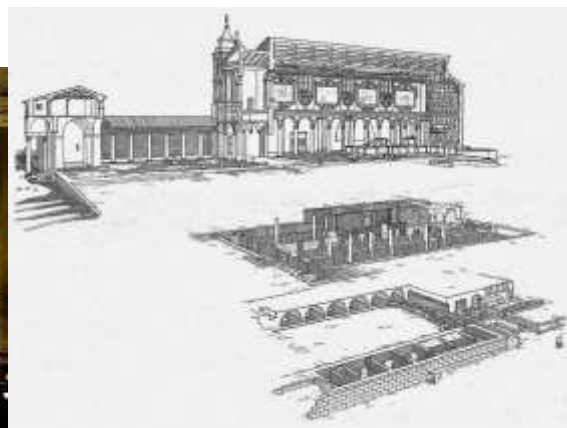


Figura 15. Interior y alzado de la Basílica de San Clemente en Roma (fuente: viajarconelarte.blogspot.com).

2. Arquitectura Gótica: Surgió en el siglo XII y alcanzó su apogeo en los siglos XIII al XV. Se caracteriza por sus bóvedas de crucería, arcos apuntados, contrafuertes y grandes ventanales con vitrales. Ejemplos destacados de la arquitectura gótica incluyen la Catedral de Notre Dame en París [Figura 16] y la Catedral de Chartres en Francia.

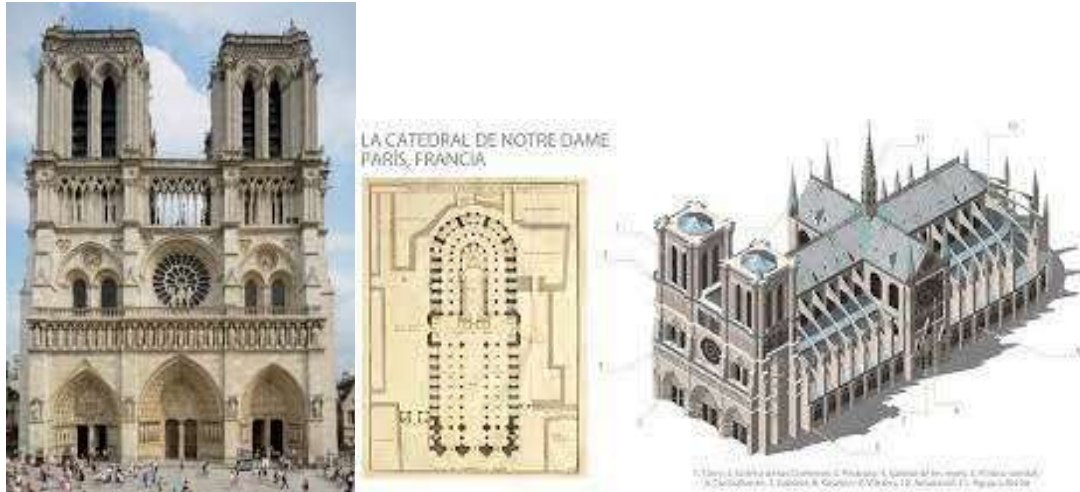


Figura 16. Catedral de Notre Dame (fuente: www.culturagenial.com).

3. Arquitectura Renacentista: Se desarrolló en el siglo XV y se extendió hasta el siglo XVII. Este estilo se inspiró en la antigua arquitectura clásica romana y griega, y se caracterizó por su equilibrio, proporciones simétricas y uso de columnas y frontones. La Basílica de San Pedro del Vaticano [Figura 17] es un ejemplo sobresaliente de la arquitectura renacentista.



Figura 17. Basílica de San Pedro del Vaticano (fuente: www.rome-museum.com).

4. Arquitectura Barroca: Surgió en el siglo XVII como una respuesta al estilo renacentista, y se caracterizó por su ornamentación exuberante, detalles dramáticos y efectos visuales teatrales. La iglesia del Gesú en Roma [Figura 18] muestra características distintivas de la arquitectura barroca.



Figura 18. Iglesia del Gesù en Roma (fuente: www.monumentosderoma.es).

En la arquitectura y la teología de la Iglesia Católica, estos estilos arquitectónicos representan períodos significativos en la historia de la arquitectura eclesiástica católica, y reflejan las influencias culturales y artísticas de sus respectivas épocas.

Cada estilo tiene características únicas que se manifestaban en la construcción de catedrales, basílicas y otras estructuras religiosas de importancia histórica y espiritual.

Estilos de iglesias católicas postconciliares

A partir del Concilio Vaticano II, que concluyó en 1965, se han observado varias tipologías y tendencias en la construcción de iglesias católicas que reflejan los cambios en la liturgia,

- Una Arquitectura Moderna, que se puede dividir en:

Arquitectura Brutalista: En las décadas de 1960 y 1970, se construyeron algunas iglesias utilizando el estilo brutalista, que se caracteriza por el uso del hormigón armado y líneas geométricas fuertes.

Arquitectura Posconciliar: Se promovió la construcción de iglesias más sencillas y funcionales, en línea con los principios del Concilio Vaticano II. Estas iglesias a menudo presentan espacios más abiertos y flexibles para acomodar la participación activa de los fieles en la liturgia.

- Énfasis creciente en el diseño ecológico, sostenible y respetuoso con el medio ambiente. Algunas iglesias incorporan elementos de diseño ecológico, como la energía solar, el uso de materiales reciclados y sistemas de calefacción y refrigeración eficientes.
- Arquitectura que se integre armoniosamente en su entorno, utilizando materiales y diseños que se relacionan con la arquitectura local.
- Diseñar espacios flexibles para adaptarse a una variedad de actividades litúrgicas y comunitarias, con áreas reconfigurables y espacios multiusos.

- Incorporar el uso de tecnología avanzada para mejorar la experiencia litúrgica, como sistemas de sonido, proyección de imágenes y conectividad en línea.
- Enfatizar la participación activa de los fieles en la liturgia, con una disposición de asientos que promueve la interacción y el involucramiento de la comunidad.

Estas tendencias pueden variar según la región, la cultura y las preferencias individuales de las comunidades religiosas. La arquitectura de las iglesias y catedrales puede ser un reflejo de las creencias y valores de la comunidad que las utiliza, así como de las influencias arquitectónicas y culturales de la época en la que se construyeron.

Algunas iglesias católicas que siguen estas tendencias originadas luego del Concilio Vaticano II son: la Iglesia de la Luz (Church of the Light) - Osaka, Japón, la Iglesia de San Pío X - Lourdes, Francia, la Iglesia de Santa Mónica - Rennes-le-Château, Francia, la Catedral de Nuestra Señora de Los Ángeles - Los Ángeles, Estados Unidos [Figura 19], la Basílica de Santa María de los Ángeles y de los Mártires - Roma, Italia y la Iglesia de la Sagrada Familia - Barcelona, España [Figura 20].



Figura 19. Catedral de Nuestra Señora de Los Ángeles (fuente: www.expedia.es).



Figura 20. Catedral de la Sagrada Familia (fuente: www.elmundo.es).

Capítulo III. Diseño predial

Sobre el predio

En diciembre de 2022 por resolución n° 116/2022, el intendente municipal cede en carácter de donación y libre de todo gravamen al arzobispado de la ciudad de Resistencia, Chaco, un terreno fiscal municipal ubicado en el casco urbano de la Isla del Cerrito que la institución designará para la edificación de una iglesia más un edificio complementario, que será destinado para uso comunitario, buscando de ese modo lograr atender la demanda de los creyentes con un nuevo templo que posea mayor capacidad y ubicación estratégica.

El anteproyecto de iglesia será desarrollado en un terreno poligonal [Figura 21], de cota promedio 51,5 m, dato obtenido de analizar curvas de nivel MOP (Ministerio de obras públicas) [Figura 22].

No se posee estudio de suelo en el propio terreno, por lo que se tomarán como válidos en la instancia de anteproyecto ensayos realizados en la cercanía que arrojen valores de tensiones admisibles y clasificación de suelo.

Por lo comentado, se tomarán como válidos para nivel de estudio de anteproyecto dos ensayos de penetración estándar (SPT) ubicados a una distancia aproximada de 230 m y 390 m respectivamente [Figura 23].

El terreno se encuentra dentro del área defendida de las inundaciones ribereñas del río Paraná y en una ubicación estratégica para realizar el proyecto siendo sus límites:

Al norte: Av. Maximiliano Aberasturi; al sur: fondo de terreno de viviendas FONAVI (Fondo nacional de la vivienda); al este: salón de usos múltiples municipal (refugio); al oeste: fondo de terrenos de viviendas FONAVI (Fondo Nacional de la Vivienda).

Los servicios a disposición en el terreno son red de agua potable, red colectora cloacal, red eléctrica y colector pluvial.

El acceso al terreno se da por caminos pavimentados; se puede acceder por av. Maximiliano Aberasturi y también por su calle perpendicular que no tiene nombre [Figura 24].

El drenaje del terreno es ineficiente porque presenta un menor nivel al de cordón por lo cual acumula agua de lluvia, esto será resuelto mediante la realización de relleno para tener un nivel más alto, mejorando su drenaje; este tema que será contemplado y resuelto más adelante en cuestiones de estudio de instalaciones de desagües pluviales.



Figura 21. Ubicación y delimitación del terreno (fuente: Google Earth, 2023).

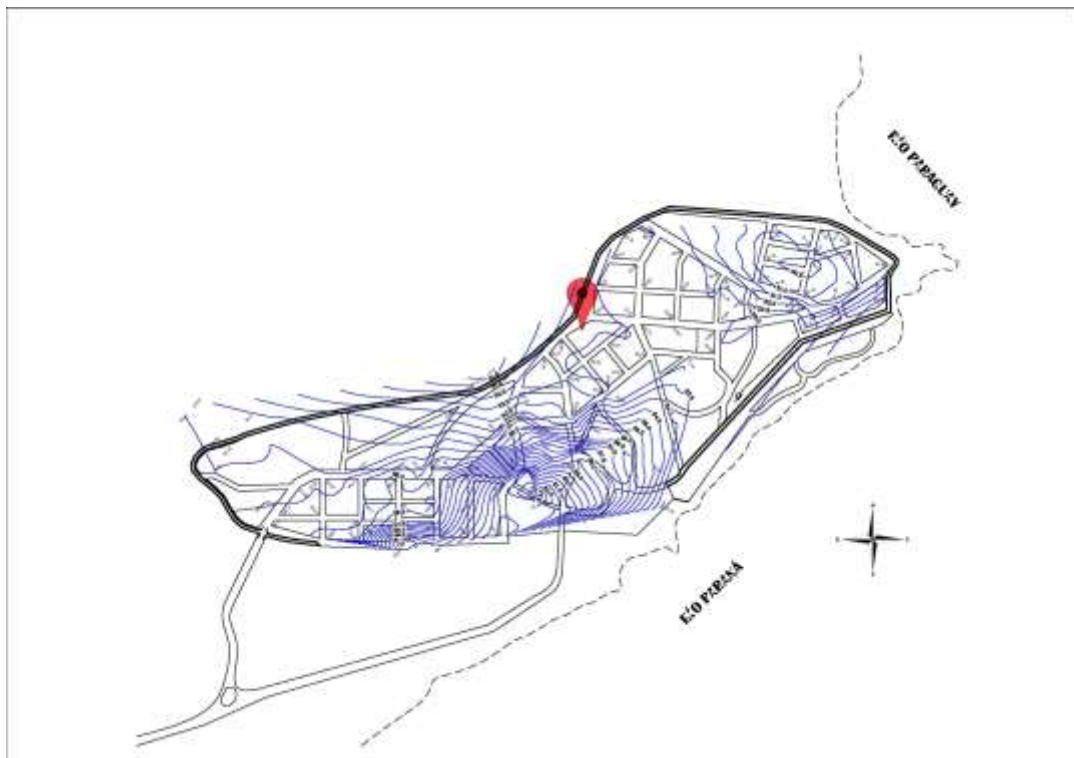


Figura 22. Curvas de nivel dentro del área defendida (fuente: Administración Provincial del Agua).



Figura 23. Ubicación de estudios de suelo SPT en la zona aledaña al terreno (fuente: Google Earth, 2023).



Figura 24. Vías de acceso (fuente: Google Earth, 2023).

Utilización del espacio:

El estudio en esta instancia se dividirá en el análisis de dos partes bien diferenciadas -iglesia y edificio complementario- en cuanto a sus premisas de diseño, que a su vez deberán interconectarse dentro del mismo predio e interactuar fluidamente.

La localidad de la Isla del Cerrito carece de normativas que regulen el uso del suelo y la construcción por ello el diseño se realizó sin seguir Código de Planeamiento Urbano² y/o Reglamento General de Construcciones debido a que la localidad no posee dicha normativa, se realizó este trabajo siguiendo bibliografía sobre antropometría, criterio de los autores y consulta a profesionales, observando las pautas del reglamento general de construcciones de Resistencia.

Iglesia

Su objetivo es servir como un lugar sagrado de adoración y culto para los fieles católicos.

Es el lugar donde se llevan a cabo diversos rituales y ceremonias religiosas, incluyendo la celebración de la santa misa, los sacramentos como el bautismo, la confirmación, la eucaristía, la reconciliación, la unción de los enfermos, y el matrimonio, así como la oración y la reflexión espiritual. También desempeña un papel importante en la enseñanza, la caridad y el servicio a los demás, así como en la preservación del patrimonio religioso y cultural.

Partes³:

Una iglesia católica típica consta de varios sectores distintivos que tienen significados específicos en la liturgia y en la práctica de la fe católica.

Se presentan las partes más comunes de una iglesia católica [Figura 25]:

1. Altar: Lugar central de la liturgia católica donde se celebra la Eucaristía. Aquí se realiza la consagración del pan y el vino durante la misa, que se considera un momento sagrado y central de la fe católica.
2. Sagrario: Armario especial generalmente ubicado en el presbiterio que contiene las hostias consagradas, es decir, el Cuerpo de Cristo, que se reserva para la comunión y para la adoración eucarística.
3. Ambón o púlpito: Atril donde se enuncia la Palabra de Dios durante la liturgia, incluyendo las lecturas bíblicas y el sermón.
4. Baptisterio: Área donde se lleva a cabo el sacramento del Bautismo. Incluye una pila bautismal que contiene agua bendita para el bautismo de los fieles.
5. Presbiterio: Zona elevada alrededor del altar donde el sacerdote celebra la misa e incluye todos los elementos necesarios para ello.
6. Ábside: Semi cúpula ubicada en la cabecera de la iglesia, generalmente en el extremo opuesto a la entrada. Es el área más sagrada de la iglesia. A menudo está decorada con mosaicos, y vitrales que representan escenas bíblicas o símbolos religiosos significativos. Suele ser el punto focal visual y espiritual de

² <https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/pet-chaco-digital.pdf> (pág. 86)

³ <https://n9.cl/rinpa>

la iglesia, y su diseño arquitectónico está destinado a dirigir la atención hacia el frente donde se desarrolla la misa.

7. Nave: Área de la iglesia donde se reúnen los fieles para la celebración de la misa y otras ceremonias religiosas; aquí es donde se encuentran los bancos o asientos para la congregación.
8. Atrio: Espacio abierto ubicado en la entrada de la iglesia que puede servir como un lugar de transición entre el exterior y el interior sagrado de la iglesia. Se utiliza como un lugar de reunión antes o después de los servicios religiosos.
9. Nártex: Área interior ubicada en la entrada principal de la iglesia que puede albergar imágenes religiosas, estatuas, o fuentes; también puede servir como zona de reunión y socialización antes o después de los servicios religiosos.
10. Transepto: Sección transversal de una iglesia que corta perpendicularmente la nave principal, formando una cruz latina en la planta del edificio y que puede dividir la iglesia en una nave principal más larga y un crucero más corto. El transepto puede albergar altares laterales, capillas, o elementos arquitectónicos decorativos y que también puede albergar vitrales y otras obras de arte religioso que añaden belleza y significado a la estructura de la iglesia.
11. Crucero: Área transversal que conecta la nave principal con el transepto, formando una cruz en la planta de la iglesia y suele estar ubicado cerca del presbiterio y puede albergar altares laterales o capillas dedicadas a santos específicos.
12. Confesionarios: Espacios cerrados donde los fieles pueden confesarse con un sacerdote y recibir el sacramento de la reconciliación.
13. Campanario o torre: Torre en la que se cuelgan las campanas, que se utilizan para llamar a los fieles a la iglesia para la oración y las ceremonias, así como para marcar eventos religiosos importantes.
14. Capillas laterales: Áreas más pequeñas ubicadas a cada lado de la nave principal. Suelen estar dedicadas a santos específicos o a eventos religiosos importantes, y pueden contener altares adicionales, imágenes religiosas y lugares de oración.
15. Salones: Áreas dedicadas a la educación espiritual y religiosa de los feligreses, está ubicada en los laterales o detrás de la nave y su uso puede o no ser simultáneo en la celebración de ceremonias.
16. Oficinas: Áreas pequeñas dedicadas a usos específicos como administración y oficina privada del cura que puede ser utilizada como sacristía.

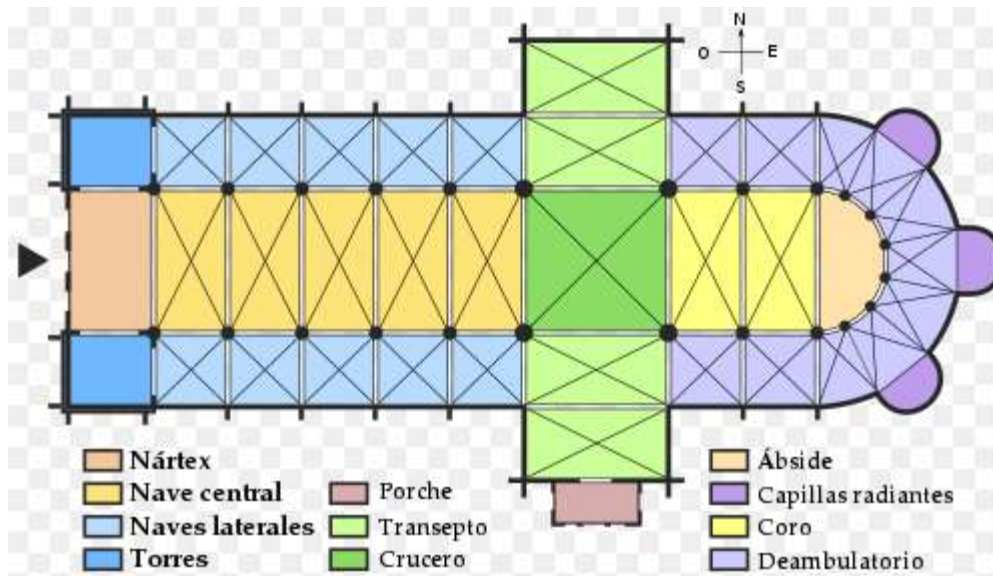


Figura 25 Esquema de partes de una iglesia católica (fuente: Wikipedia).

Es importante tener en cuenta que la arquitectura y las características específicas pueden variar de una iglesia a otra dependiendo de la región y la tradición.

El diseño obtenido en la resolución considera las necesidades y requisitos del comitente.

Predimensionado de las áreas necesarias de cada parte:

Para preestablecer las dimensiones adecuadas de los ambientes requeridos dentro de la iglesia, se debe comenzar por definir con precisión la capacidad proyectada de la planta arquitectónica. Se propone planificar una iglesia que se ajuste a las necesidades del comitente en la que pueda acomodar a aproximadamente 100 feligreses y que su diseño arquitectónico sea tal que permita flexibilidad, para ajustarse a eventos especiales como festividades patronales u otras celebraciones y sea tal que se vincule con el resto del predio.

Capacidad de diseño: aproximada de 100 personas sentadas con posibilidad de expansión.

Las medias que se definan entre elementos/ambientes de la iglesia dependerá entre otras variables de:

- 1 Distribución de los espacios.
- 2 Forma de la planta.
- 3 Disposición y tamaño de los bancos.
- 4 Espacios definidos para la circulación.
- 5 Vinculación de las partes entre sí.

-Organigrama.

-Zonificación.

-Partido arquitectónico.

6 Antropometría.

Como resultado de estudio de medidas generales obtenidas de analizar antropometría en iglesias⁴ y proyectos similares que sirven de guía surge:

Premisas de diseño areal:

1. Nave principal: Este espacio puede variar dependiendo del diseño específico de los bancos o asientos siempre rondando los valores de 1 a 1,5 m² por persona.
2. Altar y presbiterio: Debe permitir suficiente espacio para que el sacerdote y los ministros se muevan con comodidad, considera un área de alrededor de 20 a 40 m².
3. Capillas laterales y áreas de devoción: Dependiendo de su función específica, las capillas laterales pueden variar de 10 a 20 m² cada una.
4. Atrio y nártex: Para una iglesia con una capacidad de 100 feligreses un área total de alrededor de 30 a 40 m² proporciona un espacio cómodo y acogedor para los congregantes antes y después de los servicios religiosos.
5. Accesos, salidas y circulación con amplitud suficiente para garantizar una circulación y evacuación rápida y eficiente.

Estas premisas son estimaciones generales que se usan como generatrices del diseño arquitectónico propio y único que presenta cada proyecto.

El diseño de iglesia que se detalla en este capítulo tiene en consideración lo mencionado anteriormente y sigue el esquema de organigrama de la figura que se presenta a continuación [Figura 26].

El diseño se realizó basándose en ideas fuerza o ideas generadoras acordes a los estándares actuales que se buscan en las iglesias postconciliares y siguiendo el criterio de los autores.

Ideas fuerza utilizadas en el diseño:

Diseñar una iglesia acogedora y versátil requiere considerar varios aspectos para crear un espacio que fomente la conexión espiritual y comunitaria.

Estas son algunas ideas generadoras que inspiran este diseño:

1. Espacios abiertos y luminosos.
2. Espacios de reunión y socialización.
3. Espacios de retiro y meditación.
4. Accesibilidad y comodidad.
5. Flexibilidad de la planta arquitectónica.

⁴ <https://es.scribd.com/document/327147436/ANALISIS-ANTOPROMETRICO>

Al centrarse en la creación de un ambiente acogedor, versátil y espiritualmente enriquecedor, se busca diseñar una iglesia que no solo sea un lugar de culto, sino también un espacio comunitario agradable que promueva la conexión, la reflexión y el crecimiento espiritual de los feligreses.

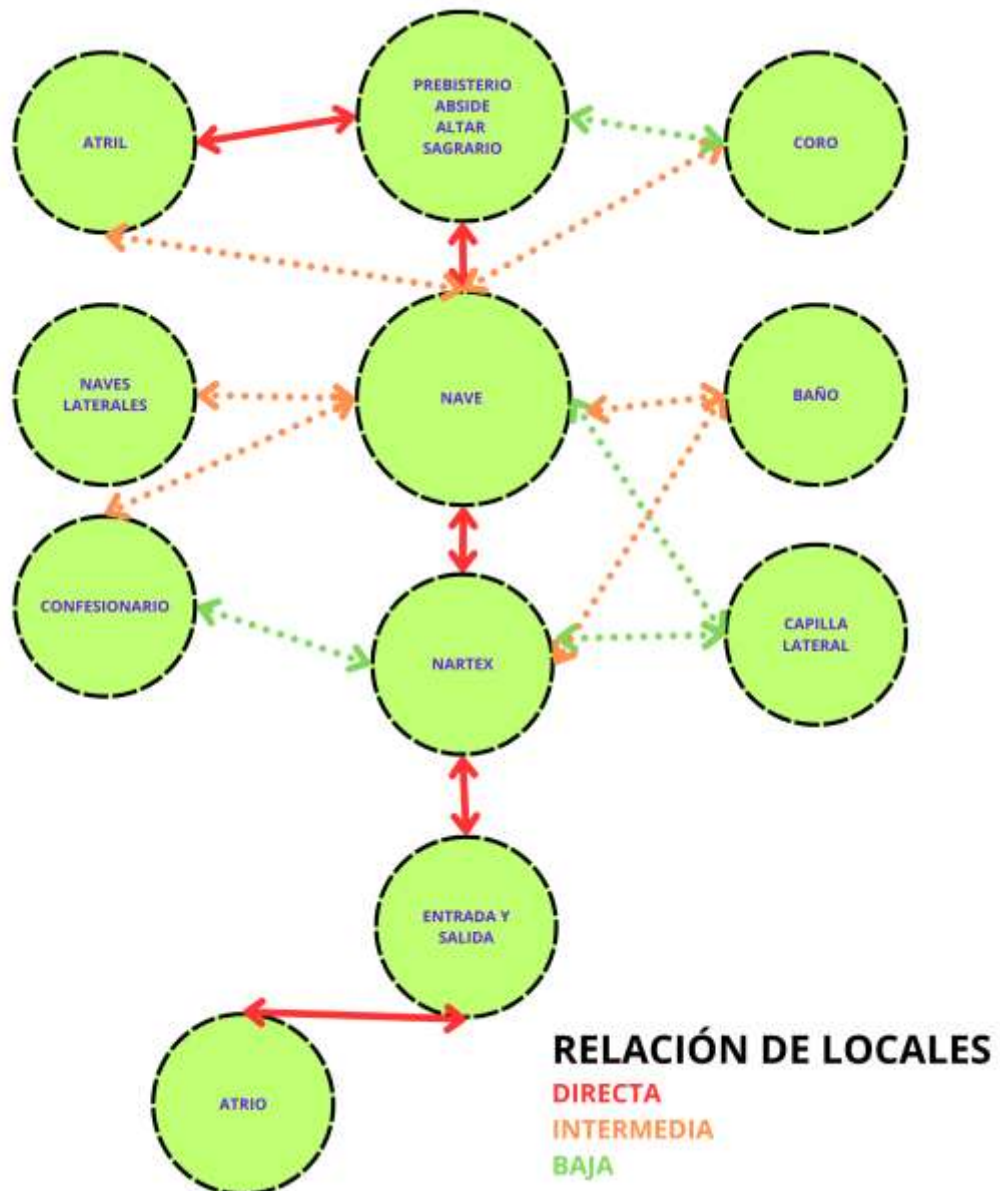


Figura 26 Organigrama de relación de locales iglesia (fuente: elaboración propia).

El diseño propiamente dicho:

La iglesia pondrá a disposición de los habitantes de la Isla del Cerrito sus instalaciones, atenderá de manera directa a los participantes de la capilla “Nuestra Señora del Pilar” quienes padecen las falencias que presenta una capilla creada para atender población más reducida y en otro contexto (1928).

La vinculación de la iglesia a la localidad podrá generar un fortalecimiento de la comunidad, las actividades y eventos comunitarios que pueden ser organizados en la misma pueden fomentar un sentido de pertenencia y cohesión social entre los miembros de la comunidad local.

La iglesia busca ser un centro de encuentro y colaboración para actividades que beneficien a la comunidad en general, por ello fue diseñada con las premisas mencionadas en este texto a lo largo del tema, busca ser una iglesia de diseño moderno que sigue las pautas post-conciliares buscando generar un estrecho vínculo entre la iglesia y los creyentes mediante la distribución de ambientes, mobiliario, manejo de los volúmenes y forma de la planta.

Este diseño reúne las atribuciones buscadas mediante las ideas fuerzas, la planta arquitectónica de la nave es abierta a los feligreses, se vincula a la naturaleza por medio de visuales a la naturaleza y participación de iluminación natural.

Busca tener flexibilidad en su capacidad con la forma abierta de la planta, dando la oportunidad de recibir más personas en caso de eventos festivos, ofrece vinculación al exterior donde posee parquizado invitando a la comunidad a estar en un contexto espiritual y natural.

La forma geométrica elegida es la de un polígono irregular que se agranda desde el altar hasta los accesos brindando esto una planta amplia que se abre hacia los accesos. La elección de esta forma permite ofrecer visuales al altar desde cualquier punto de la nave [Figura 27].

El diseño arquitectónico resuelve todos los ambientes de la iglesia en una sola planta permitiendo accesibilidad a todas las personas.

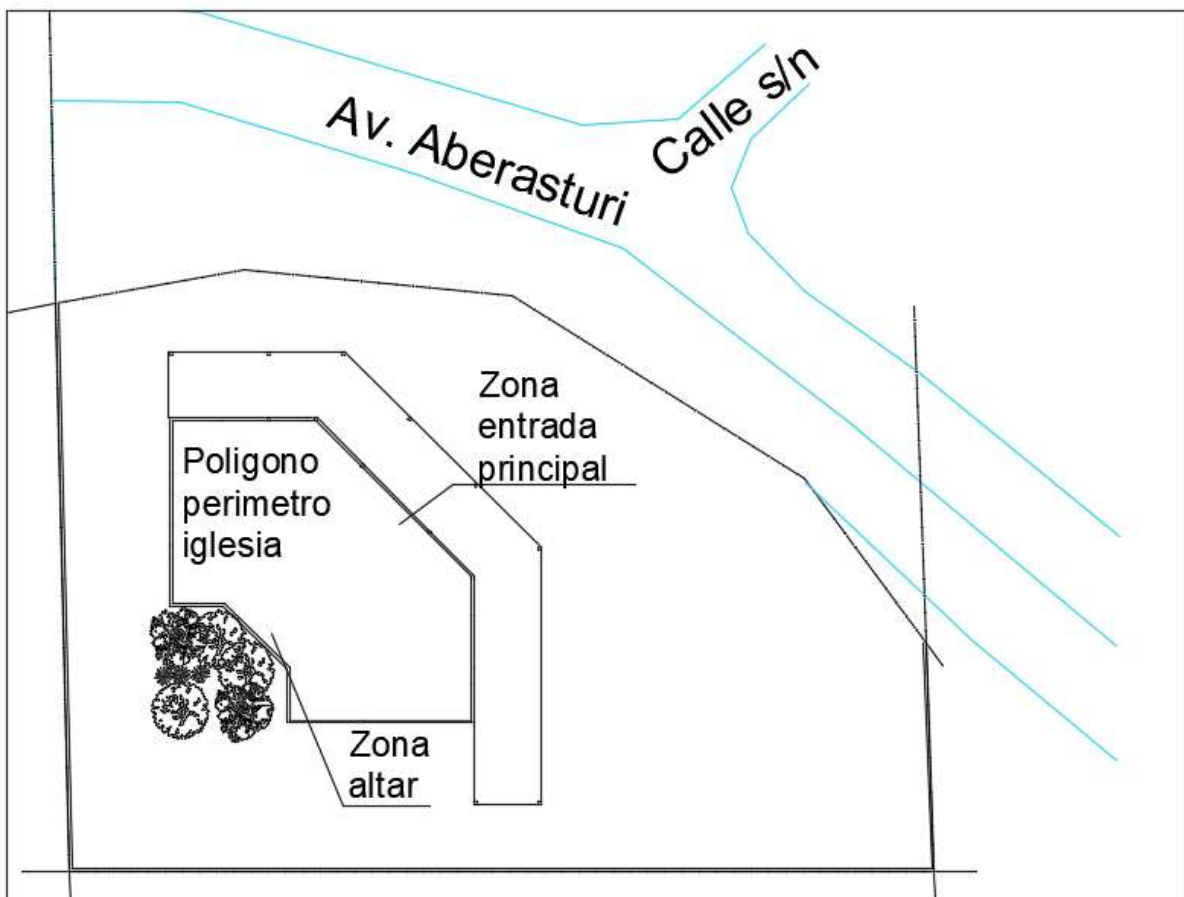


Figura 27 Planta de iglesia con forma de polígono irregular ubicada en el terreno (fuente: elaboración propia).

La distribución de los espacios en planta genera un ala administrativa, zona de ceremonias (nave) y un ala educativa.

El ala administrativa se conforma de secretaria con biblioteca, baño de servicio, oficina de cura (sala privada), a esta parte de administración se le agrega un lugar pequeño destinado a ser confesionario.

El ala educativa contiene un salón de clases y capilla.

En la zona de ceremonia encontramos todas las partes de la iglesia: atrio exterior techado, nártex, nave, presbiterio, retablo, altar, etc.

La comunicación a través del manejo de los volúmenes: Previo al acceso principal se dispone un atrio que se materializa a través de una gran galería con altura de techo mucho más baja que la del ambiente consecutivo, esto tiene el objetivo de dar un cálido y acogedor recibimiento generando un clima de reunión entre creyentes previo a la ceremonia.

A la hora de ingresar a la iglesia por el acceso principal situado seguido al atrio se accede al nártex de altura significativamente mayor, de esta manera se accede a una nave que intenta demostrar la inmensidad, esto está pensado para causar una sensación de sobrecogimiento que predispone el alma a la introspección creando un ambiente propicio que facilite la comunión de las personas con Dios en la misa.

El techo imponente de la iglesia se extiende en una serie de grandes luces salvadas, sostenidas por robustas cerchas y pórticos. Estos elementos estructurales, dispuestos estratégicamente en un diseño armonioso, crean una planta de techos simétrica que genera sensación de grandeza y solidez en el espacio sagrado.

El cielorraso de la nave presenta diferentes niveles, esto busca generar a través de las alturas sensación de libertad y contacto con lo divino, la parte central tiene una altura mayor desde la entrada hasta el altar y los laterales presentan una menor altura.

La luz y las visuales buscarán crear un ambiente acogedor, la planta arquitectónica presenta amplias carpinterías de vidrio y tras el altar se ubica un retablo vidriado que permite apreciar la luz natural y visuales a la naturaleza.

En la fachada se ubica el campanario alto que resalta y se destaca sobre el volumen de la iglesia, desde el exterior se aprecian visuales que buscan invitar a acceder a la iglesia.

La circulación⁵ dentro de la iglesia se da alrededor de los bancos y tiene como punto de convergencia el altar considerado en este diseño como el punto más importante del edificio [Figura 28]. Las líneas de circulación nacen en las grandes aberturas dimensionadas y ubicadas para establecer el rápido ingreso y egreso de la multitud, garantizando de esta manera su eficacia ante situaciones de evacuación.

⁵ <https://prezi.com/k9t3swzqejek/circulacion-en-un-aula-antropometria-y-ergonomia-arquitectura-umg-2017/>

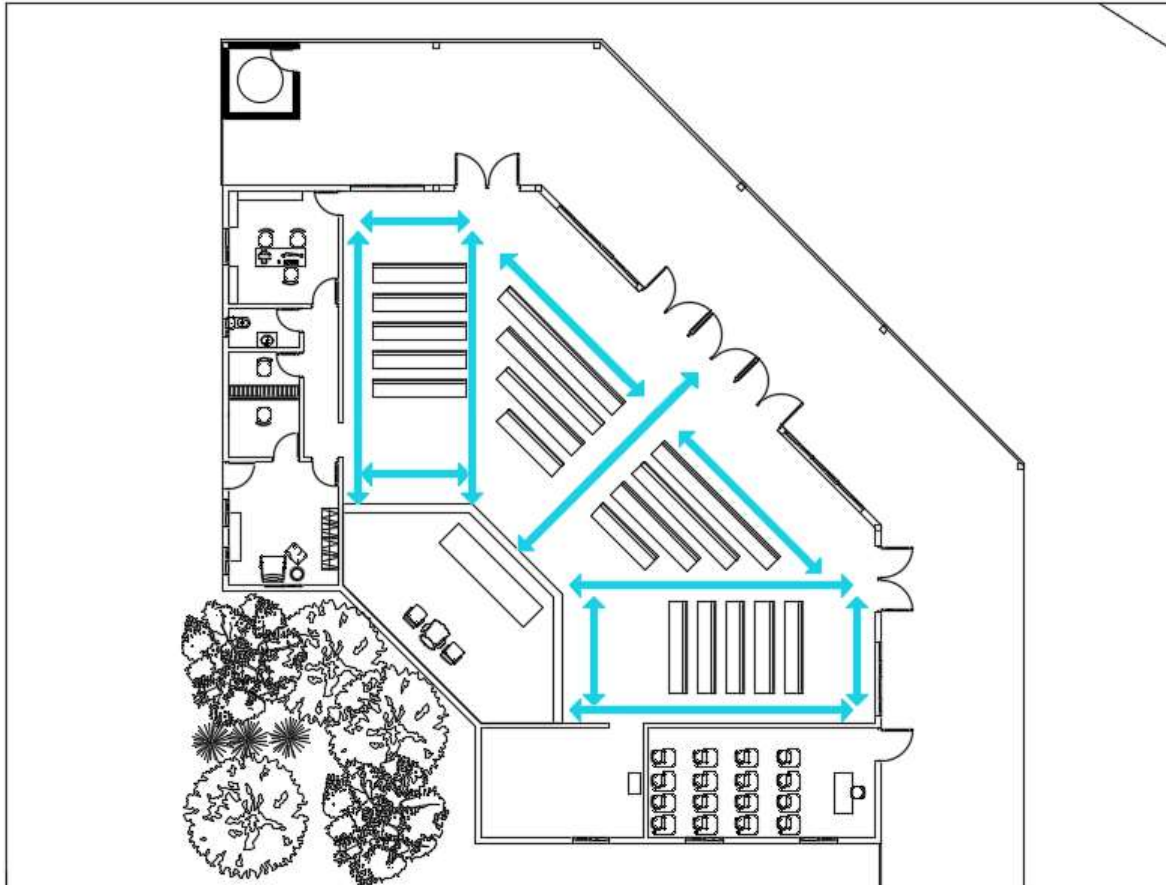


Figura 28 Planta de iglesia con esquema simplificado de circulación concurrente al altar (fuente: elaboración propia).

Dimensiones expresadas en unidades de área adoptadas:

Ala administrativa: 45 m².

Ala educativa: 45 m².

Zona de ceremonia: 225 m².

El diseño que responde a lo descrito se encuentra en los planos arquitectónicos que constan de la representación de la planta arquitectónica y las vistas del mismo [Plano 2 al 4].

Edificio complementario

Además de su función religiosa central, la iglesia católica también tiene otros propósitos importantes, que incluyen:

Comunidad y congregación: La iglesia católica fomenta la formación de una comunidad de fieles que se reúnen regularmente para participar en actividades religiosas y eventos de la iglesia, fortaleciendo los lazos de fe y solidaridad.

Enseñanza y educación religiosa: La iglesia católica sirve como un lugar para la enseñanza de la fe católica, proporcionando programas de educación religiosa, catequesis y formación espiritual para niños, jóvenes y adultos.

Caridad y servicio: Las iglesias católicas a menudo están involucradas en obras de caridad y servicio comunitario, brindando asistencia a los necesitados, como los pobres, los enfermos, los marginados y los desfavorecidos.

Espacio de retiro espiritual: la función de la iglesia católica como casa de retiro es proporcionar un ambiente propicio para el crecimiento espiritual y el fortalecimiento de la fe, brindando apoyo pastoral, formación espiritual y un espacio de comunión y tranquilidad para los creyentes.

Su objetivo es servir como un lugar complementario a la iglesia que le permita a los fieles católicos desarrollar en grupo su espiritualidad y fe.

Es el lugar donde se llevan a cabo los retiros espirituales, convivencias, reuniones de comunidad, actividades de beneficencia, etc.

Desempeña una función importante en atraer la atención de la comunidad en la iglesia.

Partes:

En este anteproyecto estos propósitos importantes tendrán lugar dentro de la iglesia como edificación y en otro edificio aledaño el cual cumplirá los requisitos complementarios que cuenta con:

1. Dormitorios: habitaciones separadas en femenino y masculino para la capacidad requerida por el comitente.
2. Baños: el edificio cuenta con 3 baños que incluyen duchas y vestuario.
 - a. Baño 1: femenino.
 - b. Baño 2: masculino.
 - c. Baño 3: adaptado a personas con movilidad reducida (mixto).
3. Cocina: completa para atender a la capacidad requerida y se anexa un depósito/almacén para mercadería y utensilios varios.
4. Comedor: ambiente social para todos los asistentes.
5. Salón de usos múltiples (SUM): ambiente social de reunión y exposición.
6. Zona de parrillas: ambiente exterior.
7. Acceso vehicular y estacionamiento: ambiente exterior.
8. Parquizado: zonas de jardines para esparcimiento y reunión.

Predimensionado de las áreas necesarias de cada parte:

Para preestablecer las dimensiones adecuadas de las áreas requeridas dentro de la edificación complementaria, se debe comenzar por definir con precisión la capacidad

proyectada de la planta arquitectónica. Se propone planificar este edificio en una sola planta que se ajuste a las necesidades del comitente en la que pueda acomodar a 40 personas.

Capacidad de diseño: 40 personas.

Las medias que se definan entre elementos/ambientes dependerá entre otras variables de:

- Distribución de los espacios.
- Forma de la planta.
- Disposición y tamaño del equipamiento.
- Espacios definidos para la circulación.
- Vinculación de las partes entre sí.

Organigrama.

Zonificación.

Partido arquitectónico.

- Antropometría.

Como resultado de estudio de medidas generales obtenidas de analizar antropometría en construcciones y proyectos similares que sirven de guía surge:

Premisas de diseño de áreas:

1. Dormitorios: habitaciones separadas en femenino y masculino para la capacidad de 40 personas en total. Se parte de considerar que cada dormitorio abarca la mitad de la capacidad total (20 personas).

Dormitorio femenino: capacidad de 20 personas.

Dormitorio masculino: capacidad de 20 personas.

Normalmente se requiere de 8 a 12 m² por persona cuando se disponen las camas simples, en caso de disponer las mismas como camas cuchetas reducimos esta área a valores cercanos a la mitad. Se considera para este proyecto que el área de dormitorios será uno de los ambientes menos usados, por lo que se dispondrán las áreas mínimas en planta arquitectónica.

Predimensionado adoptado: 3,5 a 4m²/cucheta.

Cada cucheta dispone a su lado de un mueble doble para guardado de pertenencias.

2. Baños: la planta cuenta con 3 baños que son para todo el público que accede al predio por lo que también incluyen duchas y vestuario.

a. Baño 1: femenino.

b. Baño 2: masculino.

c. Baño 3: adaptado a personas con movilidad reducida (mixto).

A su vez, la iglesia cuenta con un baño social (mínimo) de uso privado para el sacerdote, diácono, secretaria, etc.

Predimensionado adoptado:

- a. Baño 1: 4 inodoros, 5 lavabos y 4 duchas.
- b. Baño 2: 2 inodoros, 3 urinarios, 5 lavabos y 4 duchas.
- c. Baño 3: 1 inodoro con barrales, 1 lavabo y 1 ducha.
- d. Baño social: 1 inodoro, 1 lavabo.

3. Cocina con barra y almacén: Cocina de mesada lineal con barra para servir a un lado.

Normalmente se requieren 0,5 m² por persona para dimensionar una cocina para varias personas.

El predimensionado se hace siguiendo la pauta anterior: 0,5 m²/persona

Cocina: 20 m² como mínimo.

Almacén/depósito: no se especifica dimensión mínima.

4. y 5. Comedor: ambiente social para todos los asistentes

SUM (salón de usos múltiples): ambiente social de reunión y exposición.

Una de las premisas de diseño es poder disponer de una planta flexible y de múltiples usos, por lo acotado, se presenta en la planta arquitectónica un único gran espacio destinado a usos múltiples y comedor.

Predimensionado:

SUM: de 1,5 a 2,25 m² por persona.

Comedor: 1,2 m² por persona.

Predimensionado adoptado: 1,5 m²/persona

Dimensión areal mínima: 60 m²

Estas premisas son estimaciones generales que se usan como generatrices del diseño arquitectónico propio y único que presenta cada proyecto.

Ideas fuerza utilizadas en el diseño:

Diseñar un predio acogedor y versátil requiere considerar varios aspectos para crear un espacio que fomente la conexión espiritual y comunitaria. Estas son algunas ideas generadoras que inspiran este diseño:

1. Espacios abiertos, integrados y luminosos.
2. Espacios de reunión y socialización.
3. Espacios de retiro y meditación.

4. Accesibilidad y comodidad.
5. Flexibilidad de la planta arquitectónica.

Al centrarse en la creación de un ambiente acogedor, versátil y espiritualmente enriquecedor, se busca diseñar un predio que no solo sea un lugar de culto, sino también un espacio comunitario que promueva la conexión, la reflexión y el crecimiento espiritual de los feligreses; para ello, se vincularon según organigrama de relación de espacios [Figura 29]

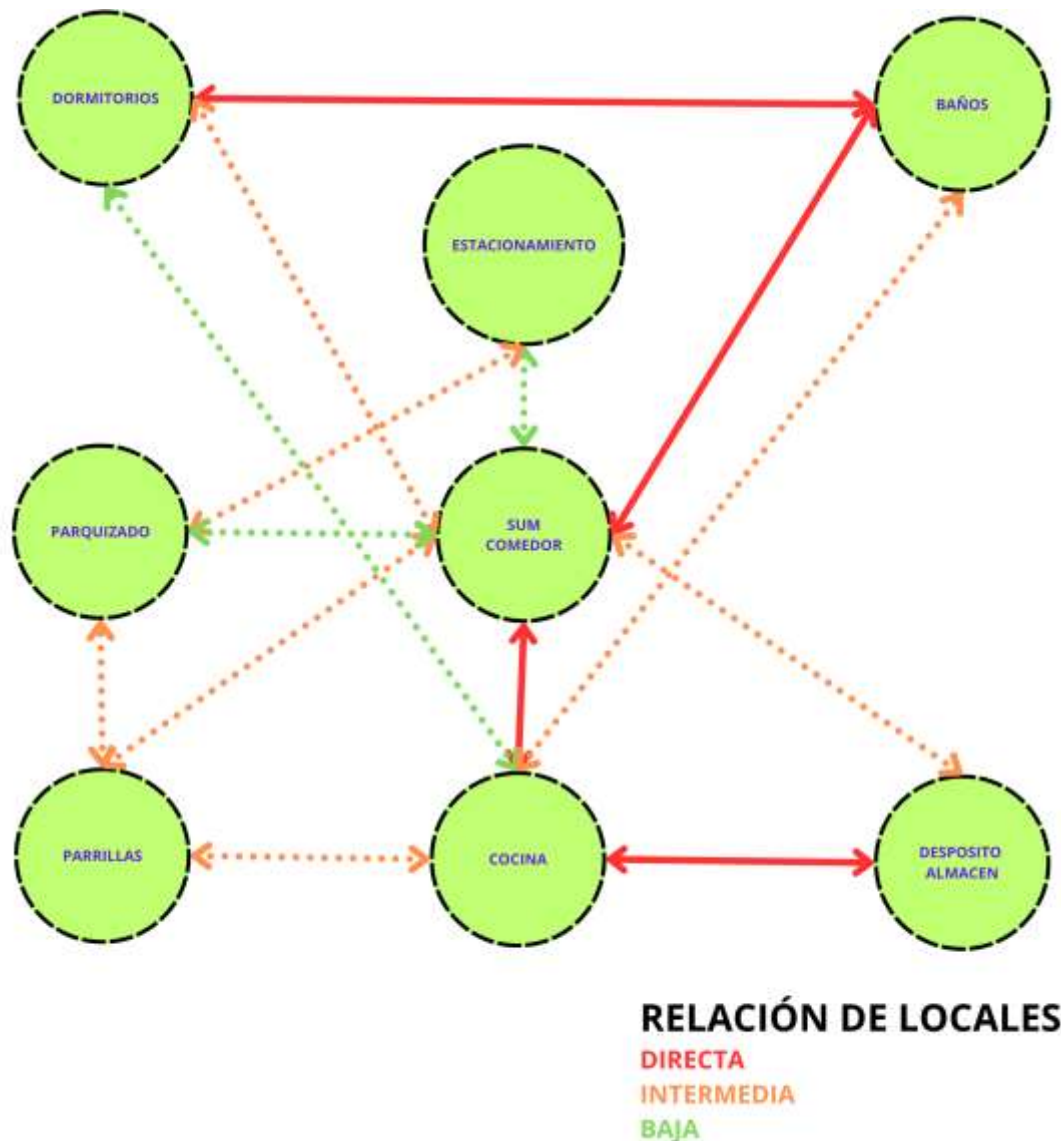


Figura 29 Organigrama de relación de locales edificio complementario (fuente: elaboración propia).

El diseño propiamente dicho:

En el diseño de este lugar se busca flexibilizar la planta para diferentes usos, aquí se llevarán a cabo los retiros espirituales, convivencias, reuniones de comunidad, actividades de beneficencia, etc. tratará de ser un lugar que transmita calidez y sensación de acogimiento, esto será buscado a través de la vinculación de los

ambientes y estableciendo alturas de techo de dimensiones más reducidas que las del edificio iglesia.

Para ello fue diseñada con las premisas mencionadas a lo largo del tema, busca ser un edificio de diseño simple con estrecho vínculo a la iglesia para ser de complemento a la misma.

En busca de cumplimentar los objetivos cuyo uso será el mencionado, se procede a especificar sus dimensiones en área y sus planos correspondientes.

La distribución de ambientes, mobiliario, manejo de los volúmenes y forma de la planta será la que se observa en los planos [Planos de 2 a 4].

La forma de la planta es la de un polígono regular, un rectángulo de aproximadamente 390 m² en los que ubica con comodidad todos los locales explicitados en el organigrama de relación [Figura 29].

La planta contiene dos partes, una social y una semi privada.

Parte social consta de: cocina completa; depósito/almacén; comedor/salón de usos múltiples.

Parte semi privada consta de: dos dormitorios femenino y masculino para 20 personas cada uno, las camas se disponen como camas cuchetas a fin de optimizar la superficie; 3 baños que incluyen duchas y vestuario.

El único acceso a este edificio se da por una puerta de 2 metros de ancho que da a una galería que sirve de vínculo con la iglesia.

Al acceder se observa como primer ambiente un gran comedor que servirá a su vez de salón de usos múltiples, seguido a este más al fondo encontramos la cocina y el depósito conformando esto el núcleo social de la planta.

La parte semi privada de la planta se encuentra al costado y presenta un hall de distribución hacia el núcleo de baño y permite el acceso a un pasillo que da acceso a los dormitorios.

Dimensiones expresadas en unidades de área adoptadas:

1. Dormitorios:

Dormitorio 1: capacidad 20 personas con aproximadamente 66 m².

Dormitorio 2: capacidad 20 personas con aproximadamente 75 m².

La capacidad en ambos es la misma y su diferencia en superficie se debe a que la vinculación con los demás espacios no permite su igualdad.

2. Baños:

Baño 1: 4 inodoros, 5 lavabos y 4 duchas. Aproximadamente 27 m².

Baño 2: 2 inodoros, 3 urinarios, 5 lavabos y 4 duchas. Aproximadamente 27 m².

Baño 3: 1 inodoro con barrales, 1 lavabo y 1 ducha. Aproximadamente 11 m².

3. Cocina con barra: Cocina de mesada lineal con barra para servir a un lado. Aproximadamente 22 m².

4. y 5. Comedor/ salón de usos múltiples: ambiente social para todos los asistentes de aproximadamente 90 m².

En las premisas de diseño se busca poder disponer de una planta flexible y de múltiples usos, por lo acotado, se presenta en la planta arquitectónica un único gran espacio destinado a usos múltiples y comedor.

Las medidas de los espacios no mencionados (estacionamiento y parquizado) serán definidos en el tema siguiente “el predio en su conjunto”.

El predio en su conjunto

La vinculación de los dos grandes bloques iglesia y edificio complementario mencionados anteriormente en el texto debe ser tal que se puedan flexibilizar los espacios para formar un espacio armonioso, funcional y organizado.

La implementación de estos dos espacios en el mismo predio busca establecer un centro de culto en la localidad donde se pueda desarrollar la fe de los asistentes de maneras transversales a la ceremonia de la misa, como por ejemplo, pudiendo usar las instalaciones para educarse, realizar obras solidarias, retiros espirituales y convivencias, festejos de fiestas patronales y compartir en comunidad, etc.

La vinculación de ellos se dará mediante galerías y parquizado. En la búsqueda de una vinculación estrecha entre ambos edificios se ha establecido como espacio común para ambos los sanitarios, esta decisión en el diseño arquitectónico tiene dos bases:

1-Establecer el vínculo directo entre dos edificios ubicados en el predio.

2-Generar un solo núcleo de sanitarios públicos que significa en menor uso de recursos constructivos y reducción de costos.

La relación de locales dispuestos en el predio puede evidenciarse en el siguiente organigrama [Figura 30].

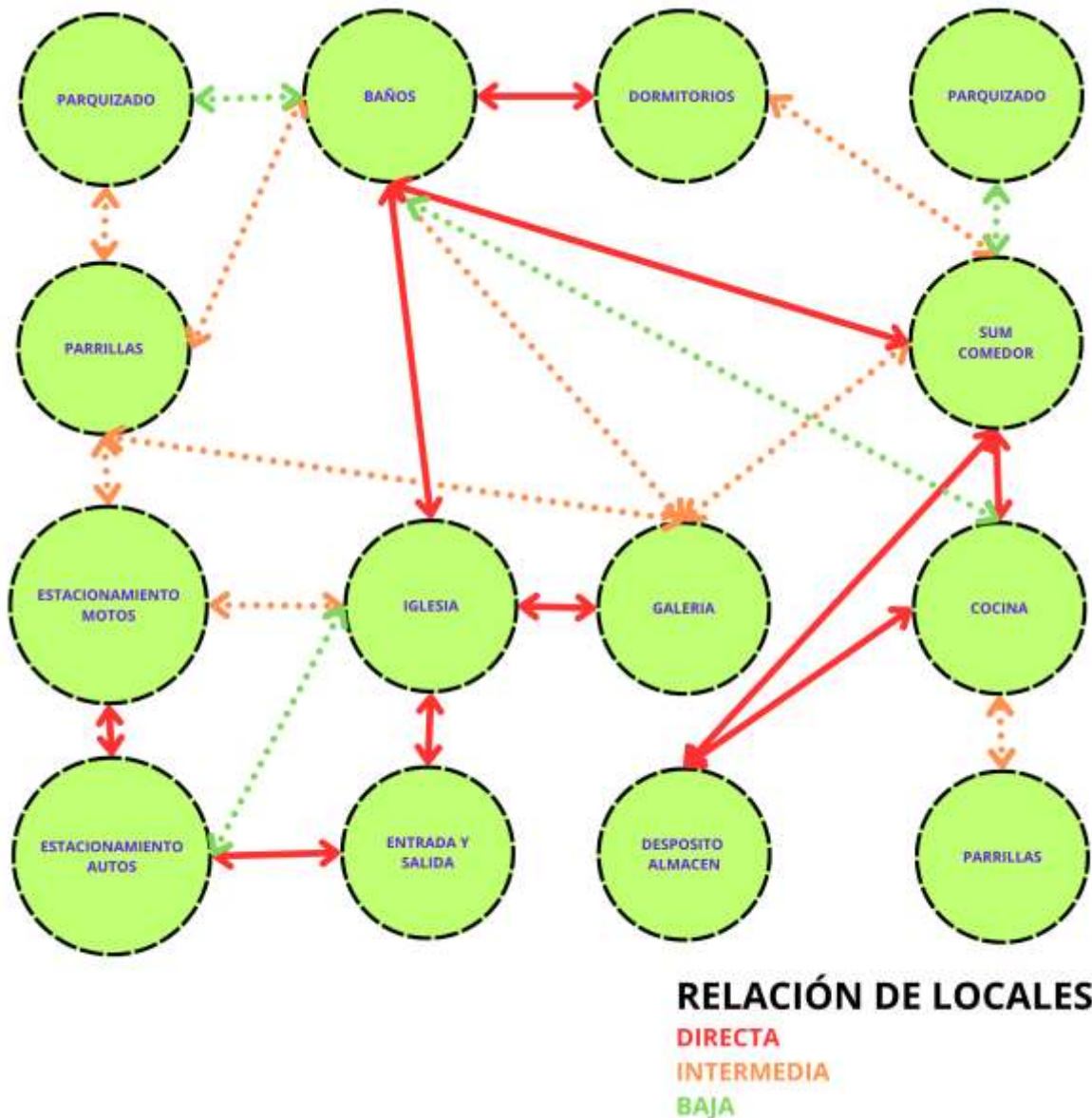


Figura 30 Organigrama de relación de locales en el predio (fuente: elaboración propia).

En vistas de lograr una relación de locales como la mencionada en la figura 30 se procede a plasmar esas intenciones en planos arquitectónicos [Planos del 2 al 4].

El dimensionamiento de dichos espacios junto con su distribución sigue lo explicitado en los dos temas anteriores.

El predio contiene los edificios mencionados, ingreso/egreso, estructura de circulación de vehículos, estacionamiento de autos/motos, zona de parrillas y parqueizado.

Se desarrollan aquí:

Ingreso y egreso:

Los vehículos acceden y se retiran por el mismo acceso desde la avenida Aberasturi, estas acciones se realizan por una sola vía realizando solo una a la vez.

Los peatones ingresan por un acceso diferenciado solo peatonal desde avenida Aberasturi

Estructura de circulación vehicular: Ambiente descubierto.

La circulación vehicular será posible solo en la zona de estacionamientos que dispondrá de lugares para estacionar y una sola franja de circulación que servirá tanto para el ingreso como el egreso realizando estas acciones de a una.

Dimensionado: sección transversal del camino 4 metros de camino mejorado con ripio.

Estacionamientos de autos y motos: Ambiente descubierto.

Para su diseño se dispone la línea medianera SO⁶ y línea medianera al fondo del predio SE⁷. En la línea medianera SO se coloca al inicio el estacionamiento de autos para el cura, diácono, secretaria, etc. y sobre el final se ubica un tramo de estacionamiento de motos, sobre la línea medianera de fondo se dispone un estacionamiento lineal de motocicletas para el público en general.

Pueden ingresar y permanecer autos y motos en sus respectivos estacionamientos y solo acceder de manera temporal colectivos que traigan asistentes a la iglesia por eventos o algún otro motivo particular.

Dimensionado:

Motos: 2,20 m² por moto, dimensión: 1 m por 2,20 m.

Se dispone en dos líneas perpendiculares en los límites del terreno donde en total podrán estacionarse 33 motos.

Autos: 14,5 m² por auto, dimensión: 2,9 metros por 5 metros.

Se dispone una sola línea lateral en dirección al ingreso que puede albergar hasta 2 autos.

Calle de acceso: la misma posee un ancho de 4 metros para circular.

Zona parrillas: ambiente descubierto sin límites físicos.

Dimensionado adoptado: se dispone de parrillas en la parte trasera del terreno en disposición lineal, discos, bacha y mesada. Todo lo mencionado será de dimensiones comerciales o las que disponga el comitente.

Parquizado:

Zonas de jardines para esparcimiento y reunión.

Todos los espacios que no estén siendo utilizados por circulación o edificación serán considerados parquizados y deben estar ambientados para generar un ambiente agradable que conecte con el entorno natural.

⁶ Suroeste.

⁷ Sureste

+No se especifican medidas.

+Diseño a elección del comitente.

+En plano de planta se sigue una distribución, diseño de jardines y espacio de recreación.

Capítulo IV. Instalaciones sanitarias y eléctrica

Instalaciones de agua fría y caliente

El predio contiene dos edificios: iglesia y edificio complementario ambos poseen núcleos húmedos.

Cada edificio tendrá su propia alimentación desde la red pública de agua y esto se justifica porque los núcleos húmedos se encuentran separados distancias considerables en cañería y la construcción se realizará en etapas.

La iglesia que se construirá primero presenta solo un baño de servicio compuesto de una pileta lavamanos y un inodoro, estos artefactos no requieren de gran presión para su funcionamiento correcto por lo que su alimentación será directa.

El edificio complementario presenta mayor número de artefactos, necesidad de presión garantizada de manera constante y agua caliente. Este contará con su propia conexión a la red pública, tanque de bombeo y reserva para servir a sus núcleos.

Las instalaciones de agua fría y caliente que se detallan en este texto siguen la normativa OSN (Obras Sanitarias de la Nación).

- Instalación edificio complementario:

Se prevé una ocupación total de 40 habitantes, para los cuales se deberá garantizar la provisión del suministro por el término de 24 horas, ante eventuales trabajos de mantenimientos en la red de provisión externa.

Artefactos a surtir:

7 inodoros a pedestal (IP).

2 pileta de Cocina (PC).

9 duchas (Dú).

11 lavatorios (L°).

3 mingitorios (M°).

Cálculo de la demanda diaria:

- a) Método de consumo estima por artefactos a surtir

7 IP x 140 l/d=980 L/d

2 Pc x 300 l/d=600 L /d

9 Dú x 120 l/d=1.080 L /d

11 L° x 100 l/d=1.100 L /d

3 M° x 100 l/d=300 L /d

Consumo estimado total= (980+600+1.080+1.100+ 300) L /d=4.060 L /d

b) Método por habitantes:

El edificio debe servir a 40 habitantes y se considera un consumo de 250 L/día para los primeros 4 habitantes y 200 L/día por individuo de más.

$$4 \text{ habitantes} \times 250 \text{ L/día} = 1000 \text{ L/d}$$

$$36 \text{ habitantes} \times 200 \text{ L/día} = 7200 \text{ L/d}$$

$$\text{Consumo estimado total} = 8.200 \text{ L/d}$$

Para adoptar el volumen necesario se considera que debe producirse una renovación total del agua en un plazo de 24h, por tanto, se considera el volumen que resulte menor y que será el que garantizará esta condición.

Al volumen necesario adoptado se lo llamará RTD (Reserva Total Diaria).

Para asegurar la renovación del total del volumen se considera:

$$\text{RTD} = 4060 \text{ L/d}$$

Volúmenes de tanque de reserva y tanque de bombeo:

Dato de nivel piezométrico: aproximadamente 5 m⁸

Altura del edificio: 6,50m

La presión que el prestador de servicios provee al lote hace que sea necesaria comercial utilizar la combinación de TR⁹ y TB¹⁰.

Volumen mínimo de tanque de reserva:

1- Si se posee tanque de bombeo, volumen mínimo de tanque de reserva=600 L

2- De no poseer tanque de bombeo, volumen necesario del tanque de reserva=850 L

Simultáneamente los volúmenes mínimos por tanque:

$$\text{TR} = 1/3(\text{RTD}) = 1.353 \text{ L}$$

$$\text{TB} = 1/5(\text{RTD}) = 812 \text{ L}$$

Debe considerarse que estos valores son para una unidad habitacional, esto corresponde a un baño principal, un baño de servicio, pileta de cocina.

Como el edificio en análisis supera estos parámetros deberán incrementarse estos valores en 50%.

Entonces los volúmenes mínimos por tanque serán:

$$\text{TR} = 2/3(\text{RTD}) = 1/3(4.060 \text{ L}) * 1,5 = 2.030 \text{ L}$$

⁸ Dato suministrado por Sameep (Servicio de agua y mantenimiento empresa del estado provincial).

⁹ TR: tanque de reserva.

¹⁰ TB: tanque de bombeo.

$$TB=1/3(RTD)=1/5(4.060 \text{ L}) *1,5 =1.218 \text{ L}$$
$$\text{Volumen total}=2.030 \text{ L} +1.218 \text{ L} =3.248 \text{ L}$$

Una vez definido matemáticamente el volumen necesario por cada tanque se obtiene su volumen real según línea comercial.

Según catálogo de la marca Rotoplas¹¹ se adopta según línea comercial:

$$\text{Tanque de reserva: 2 tanques de 1.100 L}$$
$$\text{Tanque de bombeo: 1 tanque de 1.100 L}$$
$$\text{Volumen total}=3.300 \text{ L}$$

Determinación del diámetro de conexión:

La presión disponible para el edificio para la combinación de TR+TB viene dada por la carga piezométrica y la cota de entrada al tanque de bombeo.

Se debe separar el TB del suelo, se dejarán 0,5m de separación desde el nivel de terreno natural al fondo del tanque.

$$\text{Altura de conexión de tanque de bombeo: } 1,44 \text{ m} + 0,50 \text{ m} = 1,94 \text{ m}$$

Presión piezométrica disponible a nivel de vereda: aproximadamente 5m

$$\text{Presión disponible} = 5 \text{ m} - 1,94 \text{ m} = 3,06 \text{ m}$$

Caudal necesario para el llenado del TB en 2 horas:

$$Q=1100 \text{ (L)}/2*3600 \text{ (s)}= 0,15277 \text{ L/s}$$

El par de valores presión disponible y caudal necesario para el llenado del TB permitirán determinar el diámetro de conexión a la red pública.

Por tabla pág. 20 (OSN) se adopta: Diámetro de conexión= 0,013 m

Determinación de los diámetros de bajada:

La planta será provista de cinco bajadas, tres de ellas corresponden a agua fría y las dos restantes a agua caliente.

Para el cálculo del diámetro se subdivide los núcleos húmedos en combinaciones según OSN y se suman las secciones parciales para dimensionar.

Bajada 1 (agua fría): Sirve cocina y canilla de servicio para limpieza.

Pileta de cocina, pileta de lavar, pileta lavacopas=0,53 cm²

Sección teórica=0,53 cm²

Diámetro teórico=0,82 cm

Diámetro comercial=1,27 cm=1/2"

Bajada 2 (agua fría): Sirve baño femenino.

¹¹ <https://rotoplas.com.ar/catalogo/tanque-tricapa-gris/>

4 baños principales+1 lavatorio:

1 lavatorio= 0,27 cm²

4 baños principales= 0,53 cm²*4=2,12 cm²

Sección teórica de bajada= 2,12 cm² + 0,27 cm²=2,39 cm²

Diámetro teórico=1,74 cm

Diámetro comercial =1,905 cm= ¾"

Bajada 3 (agua caliente): Sirve termotanque 1

Termotanque 1 abastece: 4 baños principales+1 lavatorio+ pileta de cocina.

1 baño ppal. +pc=0,53 cm²

3 baño ppal. =0,44 cm²*3=1,32 cm²

1 lavatorio=0,18 cm²

Sección teórica de bajada=2,03 cm²A

Diámetro teórico=1,61 cm

Diámetro comercial =1,905 cm =¾"

Bajada 4 (agua fría): Sirve baño masculino y baño de discapacitados

5 baños principales+1 baño de servicio:

1 baño de servicio+1 baño ppal.=0,62 cm²

4 baño ppal.=0,53 cm²*4=2,12 cm²

Sección teórica bajada 1=0,62 cm²+2,12 cm²=2,74 cm²

diámetro teórico=1,86 cm

diámetro comercial =1,905 cm = ¾"

Bajada 5 (agua caliente): Sirve termotanque 2.

Termotanque 1 abastece: 5 baños principales+1 baño de servicio.

4 baño ppal.= 4*0,44 cm²=1,76 cm²

1 baño ppal+1 baño de servicio=0,53 cm²

Sección teórica de bajada=0,53 cm²+1,76 cm²= 2,92 cm²

Diámetro teórico= 1,92 cm

Diámetro comercial=1,905 cm =¾"

Resumen:

Bajada 1; agua fría; diámetro comercial=1,27 cm= ½"

Bajada 2; agua fría; diámetro comercial=1,905 cm= ¾"

Bajada 3; agua caliente; diámetro comercial=1,905 cm=¾"

Bajada 4; agua fría; diámetro comercial=1,905 cm= ¾"

Bajada 5; agua caliente; diámetro comercial=1,905 cm=¾"

Para las bajadas de agua fría se han adoptado caños de ppm (polipropileno marrón) HIDRO 3 (agua fría)¹².

¹² Hidro 3

Para las bajadas de agua caliente se han adoptado caños ppm (polipropileno marrón) HIDRO 3 (agua caliente)⁵.

Termotanques:

Se han seleccionado dos con capacidad de 155 L. El mismo fue adoptado del catálogo de la marca Rheem¹³.

Determinación del diámetro de colector:

Para la determinación de la sección del colector se aplica el caso de tres o más bajadas:

Sección del colector por tres o más bajadas=sección bajada mayor diámetro + 50% suma secciones bajadas restantes.

Para el cálculo del diámetro de colectores se tomarán siempre en consideración las secciones menores que resulten entre las teóricas y las adoptadas de todas las bajadas respectivas.

Se considerará bajada de mayor diámetro (en el caso de haber más de una del mismo diámetro), la de mayor sección teórica entre ellas.

Tabla 1. Cuadro resumen de bajadas para distribución de agua (fuente: Elaboración propia).

Secciones	Bajada 1	Bajada 2	Bajada 3	Bajada 4	Bajada 5
Destino	agua fría	agua fría	agua caliente	agua fría	agua caliente
Teórica (cm ²)	0,53	2,39	2,03	2,74	2,92
Adoptado (cm ²)	1,33	2,85	2,85	2,85	2,85 ¹⁴
∅ comercial (pulgada)	1/2"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"

Sección del colector=2,85+(2,03+0,53+2,39+2,74) *0,5=6,69 cm²

Diámetro teórico=2,91cm

Diámetro comercial=3,81 cm=1 1/2"

Se adopta para el colector un caño de 3,81 cm=1 1/2 " de diámetro cuya sección será 11,4 cm².

¹³ Termotanque Eléctrico de Pie 155 L - TEP155RH - Rheem

¹⁴ La sección de conducción adoptada es menor a la necesaria, pero se acepta igual al ser esta diferencia de aproximadamente 2,4%

Se propone que el colector sea realizado con caños de ppm (polipropileno marrón) HIDRO 3 (agua fría).

Ruptores de vacío:

No es necesario la colocación de ruptores de vacío.

Equipo de bombeo y cañería de impulsión:

Elección de la bomba:

Caudal necesario para llenar el TR en 1 hora.

$$Q = 2200 \text{ (l)} / 60 \text{ (min)} = 36,7 \text{ l/min}$$

Altura a salvar por la bomba: $H = 6 \text{ m}$

Se agrega 10% de H para considerar las pérdidas localizadas.

Altura a salvar: $H_s = 6,60 \text{ m}$

Con estos datos se procede a entrar al gráfico y obtener la potencia necesaria [Figura 31].

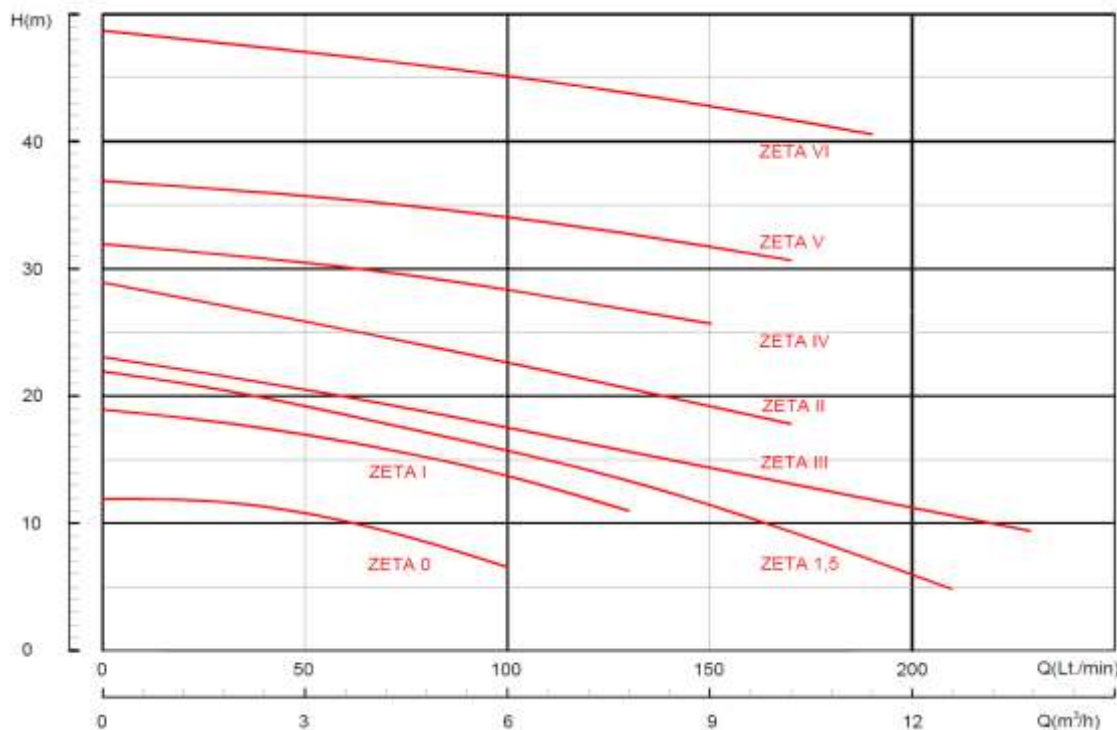


Figura 31. Curva de performance hidráulica a 50hz-Curva Q-H Zeta (fuente: <https://czerweny.ar/producto/zeta>).

Se adoptan 2 bombas centrífugas marca: CZERWENY.

ZETA 0: Potencia 1/4HP.

Diámetro aspiración 0,025m

Diámetro impulsión 0,025m

Los diámetros de cañería de aspiración e impulsión corresponden con los de entrada y salida de la bomba [Tabla 2].

Tabla 2. Ficha técnica (fuente:<https://czerweny.ar/producto/zeta>).

MODELO		Potencia	Diámetros		Medidas (en mm)														Peso
MONOFÁSICA	TRIFÁSICA	HP	ASP.	IMP.	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	Kg
Zeta 0		1/4	1"	1"	210	85	125	170	40	90	100	270	50	220	35	15	125	11	8.6
Zeta I	Zeta IT	1/2	1"	1"	210	85	125	170	40	90	100	295	50	245	35	15	125	11	10.3
Zeta 1.5		3/4	1"	1"	240	100	140	190	50	90	100	300	55	245	35	15	140	14	13.4
Zeta II	Zeta IIT	1	1"	1"	240	100	140	190	50	90	110	305	55	250	35	15	140	14	14.5
Zeta III	Zeta IIIT	1	1"	1"	240	100	140	190	50	90	110	305	55	250	35	15	140	14	14.5
Zeta 4		1,5	1 1/4"	1"	304	142	162	240	50	140	124	409	82	327	35	15	190	14	23.4
	Zeta-4T										130	388		305					22.0
Zeta 5		2,5	1 1/4"	1"	304	142	162	240	50	140	134	450	82	368	35	15	190	14	28.0
	Zeta-5T										140	388		305					25.7
	Zeta-6T										3,5	1 1/4"	1"	304	142	162	240	50	140

- Instalación edificio iglesia:

La instalación de este edificio se realiza de manera directa desde la red a los artefactos.

Cuenta con dos canillas de servicio, una en el ingreso al terreno y la segunda en la galería de la iglesia. Dentro de la iglesia se dispone un baño de servicio el cual cuenta con los siguientes artefactos: pileta lavamanos e inodoro.

Su provisión se realizará sin uso de tanques, la presión de la red brindada por la entidad a cargo se considerará suficiente para prestar servicio correctamente.

Determinación del diámetro de conexión:

Para distribución directa se establece un gasto de 0,20 L/s por cada departamento donde se considera incluido el gasto medio de canilla de servicio.

Con el gasto total 0,20 L/s y con la presión disponible en vereda=5 m se obtiene un diámetro de conexión igual a 0,013 m.

Diámetro comercial =0,013 m =1/2".

Para la conexión y distribución de agua se han adoptado caños de ppm (polipropileno marrón) HIDRO 3 (agua fría)¹⁵.

Representación gráfica de la instalación de agua fría y caliente se observa en el plano correspondiente [Plano 7].

¹⁵ Hidro 3

Desagües cloacales

Cota de conexión=-0,93m

Se plantean dos conexiones a la red cloacal, buscando independencia de ambos edificios para llevar a cabo el proyecto por etapas.

- Tramo principal:

Cañería primaria de mayor longitud (desde la conexión a colectora hasta el IP¹⁶ 6).
Longitud=L=2,57 m+10,12 m+9,29 m+9,93 m+5,80 m+8,78 m=46,49 m

Se adopta pendiente mínima =1/ 60≈0,016=1,6cm/m

Considerando la pendiente adoptada de 1/60, la cota del piso relativa a la acera de +0,15m y el desnivel de 0,05 m obligatorio en las CI¹⁷, la tapada del inodoro más alejado resulta=0,13 m.

A continuación, se presentan tablas de cálculo de tapadas:

Cálculo de tapadas en salidas (aguas abajo) y entradas (aguas arriba) de las CI [Tabla 3]:

Tabla 3. Tapadas de puntos característicos referidos a las CI (fuente: elaboración propia).

Punto característico	Long. parcial (m)	Tapada (m)
CI1 salida	12,69	0,83
CI1 entrada		0,78
CI2 salida	9,29	0,68
CI2 entrada		0,63
CI3 salida	9,93	0,42
CI3 entrada		0,37
CI4 salida	5,8	0,28
CI4 entrada		0,23

¹⁶ Inodoro pedestal

¹⁷ Cámara de inspección.

Tapadas de los artefactos primarios en tramo principal subdividido en tramos [Tabla 4]:

Tabla 4. Tapadas de artefactos del tramo principal (fuente: elaboración propia).

Punto característico	Long. parcial (m)	Tapada (m)
Tramo CI1 a cocina		
CI1 entrada		0,78
BA ³ cocina	18,29	0,53
Tramo CI2 a baño discapacitados		
CI2 entrada		0,63
IP7	2,17	0,59
Tramo CI2 a baño masculino		
CI2 entrada		0,63
IP1	6,12	0,53
IP2	7,11	0,51
Tramo CI3 a parrilla		
CI3 entrada		0,37
SEG ⁴	5,57	0,28
Tramo CI4 a baño femenino		
CI2 entrada		0,23
IP3	5,87	0,18
IP4	6,88	0,17
IP5	7,83	0,15
IP6	8,78	0,14

1819

- Tramo principal hacia iglesia:

Longitud=L=9,43 m+0,4 m=9,83 m

Se adopta la pendiente máxima=1/ 20≈0,05=5 cm/m

Considerando la pendiente adoptada de 1 / 20, la cota del piso relativa a la acera de +0,15m y el desnivel de 0,05 m obligatorio en las CI, la tapada del inodoro más alejado resulta=0,26 m.

Cálculo de tapadas en la salida (aguas abajo) y en la entrada (aguas arriba) de la CI5 y tapada en IP del tramo principal analizado [Tabla 5]:

¹⁸ Boca de acceso

¹⁹ Separador enfriador de grasa

Tabla 5. Tapadas de puntos característicos del tramo principal hacia iglesia (fuente: elaboración propia).

Punto característico	Long. parcial (m)	Tapada (m)
CI5 salida	9,83	0,54
CI5 entrada		0,49
Tramo CI5 a baño de servicio		
CI5 entrada		0,49
IP8	4,64	0,26

Representación gráfica de la instalación de desagüe cloacal se observa en los planos correspondientes [Plano 8 a 9]

La representación gráfica superpuesta del conjunto de instalaciones mencionadas se observa en los planos correspondientes [Plano 5 a 6]

Desagües pluviales

Para el dimensionamiento de los caños de lluvia (verticales) de material PVC (policloruro de vinilo) se utiliza la tabla a continuación [Tabla 6].

Tabla 6. Superficies máximas de desagüe para caños de lluvia en m² (fuente: Obras Sanitarias de la Nación).

Diámetro del caño de lluvia	0,060 (**)	0,100 m	0,125 m	0,150 m	0,175 m	0,200 m	0,225 m	0,250 m
Techos planos (pendiente hasta 5%)	90	300	450	750	900	1.170	1.480	1.830
Techos inclinados	65	220	320	550	620	820	1.040	1.290
Caños de lluvia ventilados (caño de ventilación o reja de aspiración)	180	600	900	1.500	1.800	2.340	2.960	3.660

(*) Para alcanzar las superficies máximas de desagüe consignadas deberá cumplirse con lo establecido en el inciso: Embudos.

(**) El empleo de caño lluvia 0,060 m. tiene carácter restrictivo, no pudiendo en una misma planta recibir una superficie que exceda los 30 m² y no debiendo contar el caño lluvia con desviación alguna.

- CLL²⁰ 1: Superficie a evacuar 50 m² se adopta diámetro 110mm.
- CLL 2: Superficie a evacuar 78 m² se adopta diámetro 110mm.
- CLL 3: Superficie a evacuar 75 m² se adopta diámetro 110mm.

Dimensionamiento de los embudos horizontales en la cubierta de losa de hormigón armado.

“EMBUDOS: (Embudo hierro fundido, embudo cemento, embudo plomo; obligatoriamente uso de este último cuando se conecten cañerías afluentes) - en caño de lluvia 0,050 m. y 0,060 m. se tolera empleo de codos simples en lugar de embudos - superficie máxima de desagüe: embudo hierro fundido: 0,15 m. x 0,15 m.: 30 m²; 0,20 m. x 0,20 m.: 80 m²; 0,25 m. x 0,25 m.: 130m²; 0,30 m. x 0,30 m.: 150 m² - embudo plomo: 0,15 m. x 0,15 m.: 40 m²; 0,20 m x 0,20 m.: 90 m²; 0,25 m. x 0,25 m.: 150 m²; 0,30 m. x 0,30 m.: 180 m²” (Normas de Obras Sanitarias de la Nación, pág. 19).

- EMBUDO H. para CLL 1 (50 m²). 20 cm x 20 cm (capacidad 90 m²)
- EMBUDO H. para CLL 2 (78 m²). 20 cm x 20 cm (capacidad 90 m²)
- EMBUDO H. para CLL 3 (75 m²). 20 cm x 20 cm (capacidad 90 m²)

Dimensionamiento de las BDA²¹ y BDT²² respectivamente:

“Si bien se trata de un problema hidráulico complejo, en Italia, la Commissione Edilizia del UNI, a partir de la clásica fórmula de Torricelli para la velocidad de salida de los líquidos de un recipiente y adoptando un coeficiente de "embudo", presenta una expresión de diseño” (Mac Donnell, H. P., 2009, pág. 225).

²⁰ Caño de lluvia

²¹ Bocas de desagüe abiertas

²² Bocas de desagüe tapadas

Para calcular la velocidad de escurrimiento y el caudal se utiliza la [Figura 32].

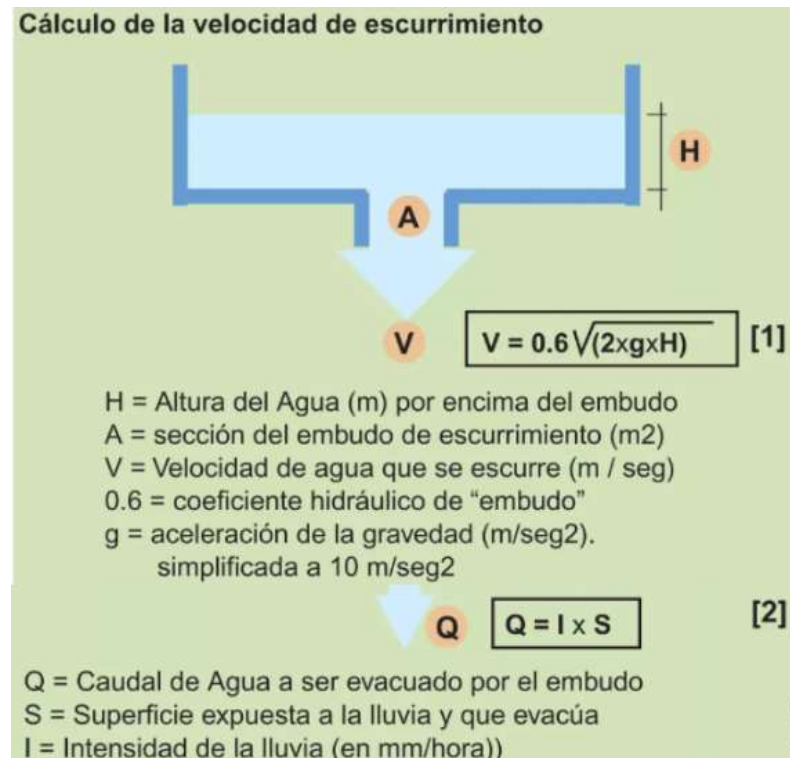


Figura 32. Cálculo del caudal y velocidad del agua basado en la ecuación de Torricelli (fuente: <https://es.slideshare.net/fenix15/calculo-de-desagues-pluviales-5057465>).

$A = \text{Sección del embudo o boca de desagüe} = Q/V$

Donde para el cálculo de caudal se requiere definir una intensidad (I) de lluvia de diseño con un periodo de retorno de 50 años. Se define para el diseño $I = 93 \text{ mm/h} = 0,093 \text{ m/h}$ correspondiente a la ciudad de Corrientes, Argentina.

Mac Donnell recomienda adoptar un valor H de $1,25 \text{ cm} = 0,0125 \text{ m}$ de manera prudente.

$$V = 0,6 \cdot \sqrt{(2 \cdot 10 \cdot 0,0125 \text{ m})} = 0,3 \text{ m/s}$$

- BDT 1: $CLL \ 1 = 50 \text{ m}^2 = S$

$$Q = 0,093 \text{ m/h} \cdot 50 \text{ m}^2 / 3600 = 0,00129 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 0,00129 \text{ m}^3/\text{s} / 0,3 \text{ m/s} \cdot 10000 = 43 \text{ cm}^2$$

adopto BDT 1 de $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$

Análogamente se realiza el cálculo para las bocas de desagüe restantes:

- BDA 2: $CLL \ 3 + \text{área patio trasero } 1 = 75 \text{ m}^2 + 133 \text{ m}^2 = 208 \text{ m}^2 = S$ resulta $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$
- BDA 3: $BDA2 + \text{área patio trasero } 2 + \text{cubierta iglesia} = 208 \text{ m}^2 + 270 \text{ m}^2 + 340 \text{ m}^2 = 818 \text{ m}^2 = S$ resulta $25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$

- BDA 4: BDT1+BDA3+area patio delantero 1=50 m²+818 m²+235 m²=1103 m²
=S resulta 30 cm x 30 cm
- BDT 5: CLL 2 =78 m²=S resulta 10 cm x 10 cm
- BDA 6: BDT5+patio delantero=78 m²+354 m²=433 m²=S resulta 20 cm x 20 cm
- BDA 7: cubierta edificio complementario + área patio trasero 3=385 m²+142 m²
=527 m²=S resulta 20 cm x 20 cm

Dimensionamiento de los caños conductales (horizontales). Material PVC.

Pendiente desde colector hasta BDA 2:

Longitud: 11,54 m+29,87 m+21,80 m=63,21 m

Para la descarga el colector de aguas pluviales posee 0,50 m de altura y considerando que el diámetro del caño es 0,160 m, la diferencia de altura entre la cota de vereda hasta el intradós del caño resulta de 0,34 m.

Se adopta un valor de 0,15 m para la diferencia de altura entre el nivel de patio y el intradós de la cañería, en la BDA 2.

Pendiente= (0,34 m+0,10 m - 0,15 m) /63,21 m=0,0046=0,5%=1:200

Esta pendiente permite definir la superficie que desaguan los conductales en función de su diámetro [Tabla 7]

Tabla 7. Superficie máxima de desagüe para conductales según su pendiente (fuente: Obras Sanitarias de la Nación).

PENDIENTE		C.M.V.		C.B.C.		C.Asb.C.		
Total aprox.	mm. por m.	0,100 m.	0,125 m.	0,150 m.	0,175 m.	0,200 m.	0,225 m.	0,250 m.
1: 100	10	426	780	1.235	1.883	2.672	3.686	4.858
1: 110	9	404	740	1.172	1.786	2.596	3.496	4.609
1: 125	8	381	697	1.104	1.684	2.390	3.296	4.346
1: 140	7	356	652	1.033	1.575	2.236	3.084	4.065
1: 165	6	330	604	957	1.462	2.070	2.855	3.763
1: 200	5	301	552	873	1.367	1.890	2.606	3.435
1: 250	4	269	493	777	1.187	1.745	2.331	3.073
1: 330	3	228	418	706	1.031	1.464	2.019	2.661
1: 500	2	190	349	552	842	1.195	1.648	2.169
1: 1000	1	134	241	390	596	845	1.170	1.536

Para conductales con pendiente de 1:200 y diámetro 0,160 m la superficie máxima de evacuación es de 873 m² y para diámetro 0,110 m 301 m².

BDA 5 colecta 1103 m² se adoptan dos cañerías de salida de diámetro 0,160 m.

BDT 4 colecta 818 m² se adopta una cañería de salida de diámetro 0,160 m

BDA 3 colecta 818 m² se adopta una cañería de salida de diámetro 0,160 m

BDA 2 colecta 208 m² se adopta una cañería de salida de diámetro 0,110 m

BDT 1 colecta 50 m² se adopta una cañería de salida de diámetro 0,110 m

- Pendiente desde colector de descarga hasta BDA 8:

Longitud: $11,54 \text{ m} + 29,87 \text{ m} + 21,80 \text{ m} = 63,21 \text{ m}$

El colector de aguas pluviales posee 0,50 m de altura y considerando que el diámetro del caño es 0,160 m, la diferencia de altura entre la cota de vereda hasta el intradós del caño resulta de 0,34 m.

Se adopta un valor de 0,15 m para la diferencia de altura entre el nivel de patio y el intradós de la cañería, en la BDA 8.

Pendiente = $(0,34 \text{ m} + 0,10 \text{ m} - 0,15 \text{ m}) / 22,15 \text{ m} = 0,0131$ se adopta $0,15\% = 1,5:100 \approx 1:66$

De la tabla de la pág. 17 de Normas de Obras Sanitarias de la Nación surge que los conductales con pendiente de 1:66 de diámetro 0,160 m la superficie máxima de evacuación es de 1515 m^2 y los de diámetro 0,110 m permiten desaguar 523 m^2

Por tanto

La BDA 8 colecta 527 m^2 se adopta una cañería de salida de diámetro 0,160 m.

la BDA 7 colecta 432 m^2 se adopta una cañería de salida de diámetro 0,160 m.

la BDT 6 colecta 50 m^2 se adopta una cañería de salida de diámetro 0,110 m.

Tapadas de bocas de desagüe:

- BDA 5: $\text{Pend} = \Delta h / L$ $\Delta h = (1/200) * 11,54 \text{ m} = 0,058 \text{ m}$

Tapada caño = $0,10 \text{ m} + 0,34 \text{ m} - 0,058 \text{ m} = 0,38 \text{ m}$

Cota = $-0,38 + 0,10 = -0,28 \text{ m}$

Altura de la boca de desagüe = $0,38 + 0,16 = 0,54 \text{ m}$

Análogamente se realiza el cálculo para las bocas de desagüe restantes, siendo los resultados los siguientes:

- BDT 4: Tapada caño = 0,31 m
Cota = -0,21 m
Altura de la boca de desagüe = 0,47 m
- BDA 3: Tapada caño = 0,23 m
Cota = -0,13 m
Altura de la boca de desagüe = 0,39 m
- BDA 2: Tapada caño = 0,12 m
Cota = -0,02 m
Altura de la boca de desagüe = 0,23 m

- BDT 1: Tapada caño=0,36 m
Cota =-0,26 m
Altura de la boca de desagüe=0,47 m
- BDA 7: Tapada caño=0,29 m
Cota =-0,19 m
Altura de la boca de desagüe=0,45 m
- BDT 6: Tapada caño=0,16 m
Cota =-0,06 m
Altura de la boca de desagüe=0,27 m
- BDA 8: Tapada caño=0,11 m
Cota =-0,01 m
Altura de la boca de desagüe=0,27 m

Representación gráfica de la instalación de desagüe pluvial se observa en los planos correspondientes [Plano 10 a 11].

Instalación eléctrica

La instalación eléctrica desarrollada es una posible distribución recomendada por los autores. Está compuesta por diferentes tipos de circuitos:

Circuito de iluminación general (CI): consta de 17 circuitos.

Circuito de iluminación especial por exterior (CIE): consta de 6 circuitos.

Circuito de tomacorrientes (CT): consta de 10 circuitos.

Circuito a consumo único (ACU): consta de 3 circuitos.

En esta instalación eléctrica se prevé la conexión en un primer momento del edificio iglesia donde se ubica el tablero general y seccional 1 que corresponde a la iglesia. Se indica la conexión al tablero seccional 2 desde tablero general, este corresponde a la distribución del edificio complementario.

El cálculo de la instalación eléctrica no se contempla en este trabajo final de carrera ingeniería civil²³.

Representación gráfica de la instalación eléctrica se observa en el plano correspondiente [Plano 12].

²³ https://docs.wixstatic.com/ugd/9d9014_f54500df0cb24f559d9267e425a0cb3e.pdf

Capítulo V. Mitigación de impactos sobre la vegetación

Plan de revegetación

El terreno en el que se desarrollará la iglesia y el edificio complementario cuenta en su parte central con núcleos de árboles cuya ubicación resulta coincidente con el desarrollo de la planta arquitectónica del edificio iglesia y complementario.

Su ubicación en medio del terreno no permite que la construcción se realice sin necesidad de removerlos y la posibilidad de reubicarlos se descarta por el tamaño de los ejemplares.

Los árboles afectados pertenecen a las siguientes especies: timbó, pino y laurel.

Para mitigar el impacto ambiental que genera la remoción de estos árboles se propone un plan de revegetación, la cual es una práctica que consiste en devolver el equilibrio o restaurar la cubierta vegetal de una zona donde sus formaciones vegetales originales han sido degradadas o alteradas por influencia de un proyecto.

El programa de revegetación, involucra la implantación de una cobertura arbórea y/o herbácea; en cualquier caso, se intentará recuperar las plantas y/o árboles presentes en el terreno y para la revegetación utilizar plantas y árboles que crecen en las cercanías del sitio a intervenir, también se recomienda la compra de plantas en viveros existentes en la zona.

Se estima que el impacto potencial sobre la vegetación, si bien es puntualmente alto ya que se elimina la cobertura de árboles en su totalidad, tiene un valor negativo moderado a bajo. Además, el proyecto contempla tareas de restauración posteriores con el objetivo de recomponer el área afectada y prevé el posible uso de los desbroces como material combustible para su uso como leña.

El impacto se considera local, ya que está acotado estrictamente al área del proyecto, y directo ya que las tareas de construcción requieren el desmonte previo necesariamente.

La Isla del Cerrito carece de marco normativo al respecto por lo que para la elaboración de este plan se ha recurrido a consulta de bibliografía y profesionales.

Objetivos del plan de revegetación:

- Mitigar los daños ambientales ocasionados por la remoción de árboles y césped existente.
- Tener una cobertura vegetal del lote que replique una situación igual o mejor que la antecedente.
- Implantar cobertura vegetal y arbórea en el área de proyecto.
- Utilizar especies propias de la zona, para obtener poblaciones similares en su composición anterior al proyecto.

Este busca restaurar, mejorar la biodiversidad y las funciones ecológicas del área perturbada por la construcción, los pasos a seguir para ello son:

1. Evaluación de sitio.
2. Reconocimiento de ejemplares a quitar en área afectada.
3. Elección de especie y cantidad de ejemplares a colocar.
4. Disposición en planta de los ejemplares.
5. Elección de método para control de raíces.
6. Mención de materiales y herramientas.

El terreno cuenta con una superficie cubierta de manera discontinua por grama y tiene en su parte central árboles que se encuentran agrupados en tres núcleos [Figura 33].

1. Núcleo uno: presenta 5 ejemplares grandes de más de 20 años de edad.
2. Núcleo dos: presenta 3 ejemplares de edad entre 10 a 15 años.
3. Núcleo tres: presenta árboles pequeños y arbustos.



Figura 33. Ubicación de núcleos arbolados dentro del terreno (fuente: Google Earth, 2023).

Los ejemplares identificados en los núcleos pertenecen a las especies de laurel, timbó y pino [Figura 34].



Figura 34. Árboles dentro del terreno (fuente: imágenes propias).

Se deben remover todos los núcleos de árboles para dar lugar a la construcción del proyecto [Figura 35] y la superficie cubierta en forma discontinua de césped deberá ser rellenada para nivelar el terreno.



Figura 35. Coincidencia de zona a edificar con núcleos arbolados dentro del terreno (fuente: Google Earth, 2023).

Las especies de los ejemplares a colocar en el terreno serán autóctonas, su elección y distribución buscará generar que sus raíces puedan desarrollarse con normalidad, preferentemente pivotantes, sin afectar a la construcción y lograr integración paisajística con el medio local.

Especies autóctonas propuestas por comitente:

1. Lapacho.
2. Pino.
3. Timbó.
4. Ceibo.
5. Jacaranda.
6. Chivato.
7. Palo borracho.

8. Urunday.
9. Virapita.
10. Mango.
11. Guayaba.
12. Palta.
13. Pomelo.
14. Mandarina.
15. Limón.
16. Quinoto.
17. Lima.
18. Higo.
19. Durazno.

En busca de mitigar el impacto ambiental que genera la remoción del césped y los árboles se colocarán mayor cantidad de árboles y césped.

La edificación busca vincularse con el medio natural por medio de visuales al exterior por lo que se colocarán cuatro árboles y arbustos detrás de la iglesia que ofrecerán visuales desde la nave de la iglesia a través del retablo vidriado.

Con disposición tresbolillo se ubicarán en la fachada del edificio complementario cinco árboles y en cercanías del perímetro del mismo edificio, se ubican nueve árboles de manera lineal paralela a los muros.

En forma de canteros aislados se reparten en el terreno un árbol y pequeños arbustos y plantas.

De esta manera el terreno presenta en su nueva configuración un total de diecinueve árboles, con una disposición elegida por los autores para que tengan integración paisajística con la construcción [Figura 36] y lugares con sombra buscando maximizar la cobertura del suelo.

Para ello se respetaron sus separaciones mínimas entre especies.

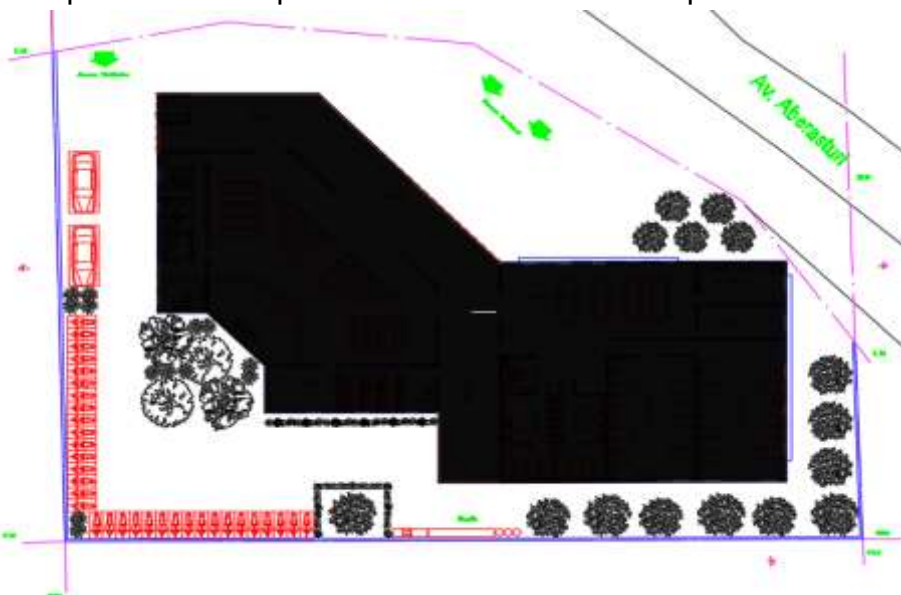


Figura 36. Ubicación de arbolados a colocar en terreno (fuente: elaboración propia).

Los árboles a implantar serán autóctonos y se deben buscar ejemplares jóvenes en los alrededores y de no ser posible la implantación se deberá proceder a la siembra de estos.

Se debe implantar césped en el terreno con distribución estratégica para garantizar que con el tiempo se desarrollen de manera uniforme que brinde cobertura total al terreno no construido.

Para la plantación y fertilización de los ejemplares se propone:

Disposición a tresbolillo:

Consiste en distribuir las plantas formando triángulos, donde los árboles se ubican en los vértices de los triángulos. Las plantas de una línea superior ocupan el espacio central entre las dos plantas de la línea inferior, formando un triángulo; esta disposición de plantas permite que la buena cobertura que proporcionan las copas de los árboles genere un mejor control contra la acción del viento.

Excavación:

Una vez localizado en el terreno la ubicación destinada para las plantas, se procederá a la apertura de los huecos, estos además de albergar a las plantas, les proporcionará las condiciones óptimas de espacio, humedad y estructura de suelo para instalarse y desarrollarse sin problemas.

Fertilización:

Para la fertilización de las plantas al momento de la plantación, se utilizará tierra abonada de lugares o viveros cercanos al área a revegetar, para de esta manera mantener en la medida de lo posible las mismas características de suelo para las plantas (regeneración natural).

Consideraciones:

La colocación de estos árboles tendrá en cuenta:

- Ubicar las raíces como mínimo a 0,30 m por debajo del nivel de terreno natural.
- Separaciones necesarias según la especie para su desarrollo sin interferencia de los árboles circundantes, se debe considerar el espacio futuro que ocupará el árbol.
- Buscar que las raíces se desarrollen en profundidad, para ello, donde este requerimiento sea necesario para no comprometer la integridad de la edificación se deben elegir ejemplares cuyo desarrollo radicular sea mayormente en profundidad, evitando usar ejemplares de sistemas radiculares fibrosos (raíces rastreras).
- Se aconseja el riego a profundidad para que las raíces se expandan hacia abajo de manera natural en busca de agua [Figura 37].
- Es de importancia garantizar que la elección de especies considere heterogeneidad para así prevenir que las enfermedades causadas por insectos o patógenos afecten a todo el arbolado.

- Para asegurar que los ejemplares no invadan la edificación con sus raíces se colocan barreras anti raíz para guiarlas hacia la profundidad.



Figura 37. Riego en zona de raíces (fuente: Telesur Yucatán).

Las barreras anti raíz buscan evitar que las raíces interfieran en la construcción. Podrán materializarse con geomembrana de polietileno 1000 o más micrones; tubos de hormigón para alcantarillas o barreras plásticas encastrables que orienten el crecimiento o avance de las raíces hacia abajo.

1- Geomembrana de polietileno 1000 micrones [Figura 38]:

Se coloca rodeando al árbol de manera circular concéntrica al mismo, su función es ser una barrera para la expansión horizontal de las raíces que al encontrarse con la geomembrana se desvían hacia abajo generando raíces más profundas [Figura 38].



Figura 38. Ubicación geomembrana de polietileno como barrera de raíces (fuente: Arq. Marcelo Seia).

2- Tubos de hormigón para alcantarillas [Figura 39]:

Se coloca concéntrico al árbol para impedir la expansión de las raíces. Su inconveniente radica en que generan poca extensión superficial de las raíces lo que disminuye su captación de agua superficial.



Figura 39. Ubicación tubo de hormigón como barrera de raíces (fuente: elaboración propia).

3- Barreras plásticas encastrables [Figura 40]:

Se coloca concéntrico al árbol para impedir la expansión de las raíces. Se van encastrando hasta formar el tamaño deseado.



Figura 40. Barreras plásticas encastrables como barrera de raíces (fuente: Arq. Marcelo Seia).

Resultados:

Se talan y se retiran ocho árboles de más de diez años de edad y el resto de árboles pequeños y arbustos. Se colocarán diecinueve ejemplares jóvenes de las especies sugeridas [Figura 41], colocando siete ejemplares de lapacho, en amarillo, cuatro de jacarandá, en marrón, y ocho de timbó, en verde; colocando geomembrana de polietileno de 1000 o más micrones en cada uno para orientar el crecimiento de las raíces.

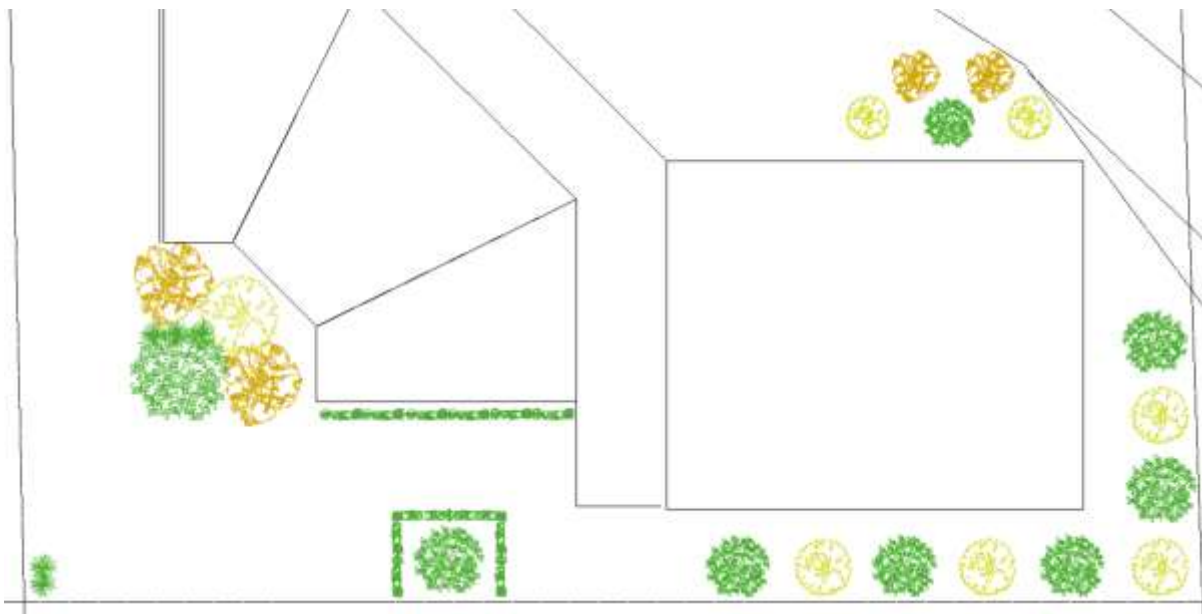


Figura 41. Disposición propuesta de ejemplares (fuente: elaboración propia).

Capítulo VI. Cálculo estructural

Estructura metálica de cubierta edificio complementario

- Análisis de carga

La cubierta adoptada es inaccesible, se compone de chapa ondulada N°25 con pendiente 10%. Cargas de diseño se consideran:

- Carga permanente del peso de la cubierta=0,06 kN/m²=CP1
- Carga permanente del cielorraso suspendido=0,04 kN/m²=CP2
- Sobrecarga debido al mantenimiento

En el artículo 4.9 del reglamento CIRSOC 101 (2005) se menciona que la sobrecarga mínima para cubierta se determina según la expresión $L_r=0,96 \cdot R_1 \cdot R_2$ resultando una sobrecarga de entre 0,91 y 0,95 kN/m², sin embargo, Troglia (2010) enuncia:

“Las sobrecargas mínimas por mantenimiento, para cubiertas inaccesibles especificadas en el CIRSOC 101-2005 son exageradas a juicio del autor. A diferencia de CIRSOC 101-82 que establecía una diferencia para las sobrecargas de mantenimiento de cubiertas livianas (peso menor o igual a 0,5 kN/m²) y cubiertas pesadas (peso mayor a 0,5 kN/m²) en el nuevo Reglamento se adoptan iguales valores para ambas situaciones. Este criterio no se corresponde con la realidad. La sobrecarga de mantenimiento es debida al peso de los operarios, su equipo y los materiales que se acumulan en las cubiertas durante las tareas de mantenimiento y reparación. Y el peso de los equipos y los materiales son menores para el mantenimiento y reparación de cubiertas metálicas livianas.

Por otra parte, la disminución de la sobrecarga en función de la pendiente del techo planteada en el CIRSOC 101/2005 también es exagerada, pues la disminución recién se establece a partir de una pendiente del 33% (18°) y la máxima para una pendiente del 100% (45°). Es mucho más razonable lo establecido en el CIRSOC 101/82 que fijaba el comienzo de la reducción a partir del 3% y el límite máximo en 30° (pendiente 57%). Tal vez el límite inferior para definir una cubierta plana (3%) sea algo pequeño; un valor más lógico y práctico parece ser el 5% para asegurar un buen desagüe.

El criterio de disminuir la sobrecarga en función de la superficie tributaria aparece como razonable.

Es de hacer notar que los colapsos ocurridos en cubiertas livianas no se han debido en general a déficit en las sobrecargas gravitatorias sino a la no consideración o consideración deficitaria de la acción del viento o de la nieve, a sobrecargas debidas a la ubicación de cargas suspendidas no previstas o a la acumulación de agua por obstrucción de los desagües primarios, entre otras causas. De ellas sólo la suspensión de cargas gravitatorias no previstas puede ser cubierta con un incremento en la sobrecarga de mantenimiento. En ese sentido los valores de sobrecarga de mantenimiento del CIRSOC 101-82 son algo bajos por lo que el aumento de esta sobrecarga es una medida razonable de seguridad. Pero no en los exagerados valores planteados en el CIRSOC 101/2005. Ello lleva a un aumento de costo de las estructuras de cubierta metálica con pendiente que el país no se puede dar el lujo de realizar. ” (Troglia, G. R., 2010, pág. 8-9).

Con estas consideraciones Troglia propone modificar la expresión de L_r previamente mencionada, para reducir la sobrecarga de mantenimiento para cubiertas livianas.

$$L_r = 0,45 \cdot R_1 \cdot R_2$$

L_r = sobrecarga de cubierta de mantenimiento por metro cuadrado de proyección horizontal (kN/m^2)

R_1 = factor de reducción por área tributaria = $R_1 = 1,125 - 0,00625 A_t$

A_t = área tributaria del elemento estructural considerado (m^2) = $0,9 \text{ m} \cdot 26 \text{ m} = 23,4 \text{ m}^2$

$$R_1 = 0,98$$

R_2 = factor de reducción por pendiente = $1,04 - 0,008 \cdot p$

p = pendiente de la cara superior de la estructura de cubierta para cubiertas lineales expresada en porcentaje = 10%

$$R_2 = 0,96$$

$$\text{Resulta } L_r = 0,45 \cdot 0,98 \cdot 0,96 = 0,42 \text{ kN/m}^2 = L_1$$

-Sobrecarga por acción del viento

Para determinar la sobrecarga por acción del viento se utiliza el capítulo 4 del reglamento CIRSOC 102 mediante método simplificado.

Velocidad básica del viento = $V = 45 \text{ m/s}$

Factor de importancia = $I = 0,87$ (categoría I)

Categoría de exposición: B

Categoría de cerramiento: parcialmente cerrado

Tabla 8. Presión del viento de diseño en N/m^2 (fuente: CIRSOC 102).

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 10 \text{ m}$							
Tabla 2	Presiones del viento de diseño	Procedimiento simplificado							
Edificios cerrados total y parcialmente		Paredes y cubierta							
PRESION DEL VIENTO DE DISEÑO (N/m^2)									
Ubicación	Clasificación del edificio	Velocidad básica del viento (m/seg)							
		38	40	45	49	54	58	63	67
Cubierta	Cerrado	-670	-766	-958	-1150	-1389	-1580	-1868	-2155
	Parcialmente cerrado	-910	-1006	-1245	-1485	-1772	-2107	-2443	-2778
Paredes	Cerrado total o parcialmente	575	671	814	958	1150	1389	1580	1820

Por tanto, la sobrecarga por acción del viento es de $V_1 = 1,245 \text{ kN/m}^2$

-Peso propio de la estructura

Depende de las dimensiones de los perfiles metálicos adoptados

- Propuesta estructural

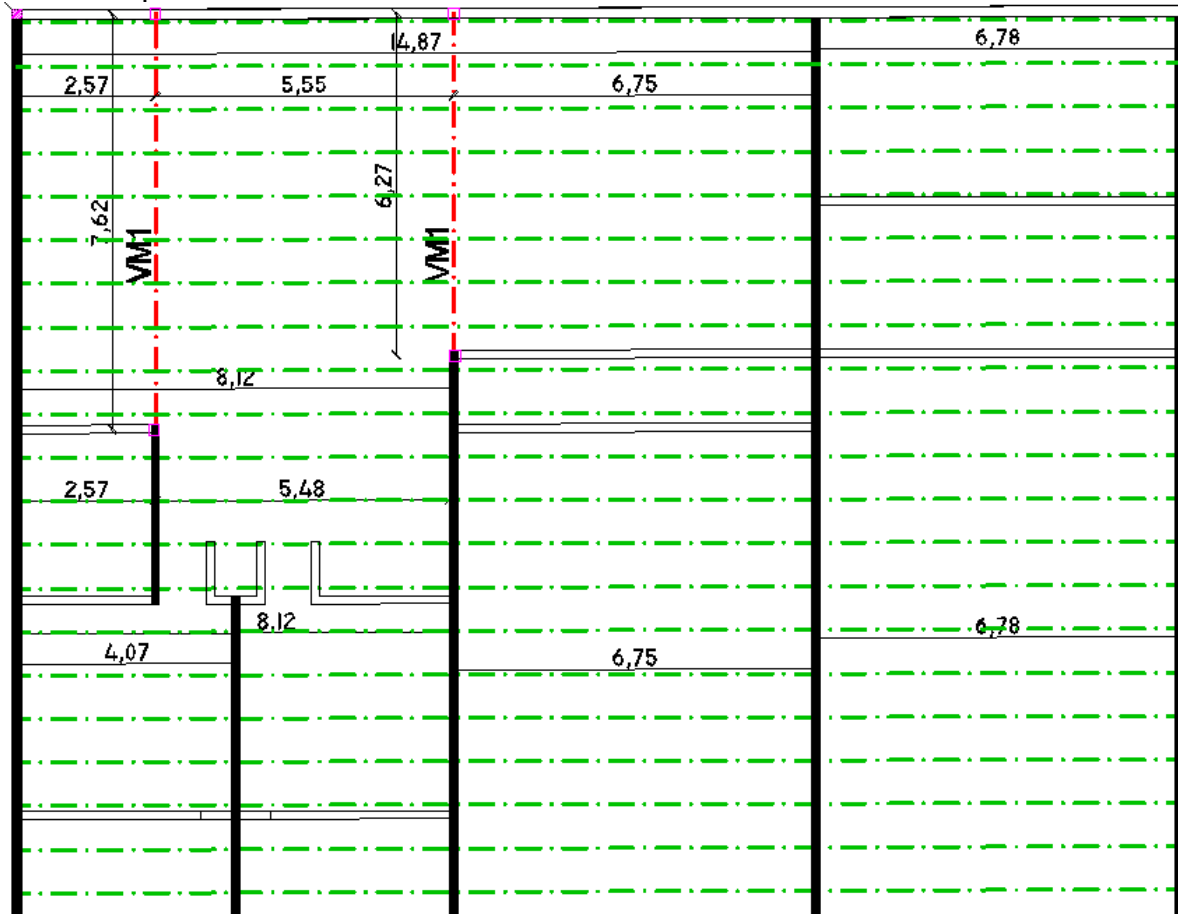


Figura 42. Propuesta estructural Edificio complementario (fuente: elaboración propia).

Las correas de acero, en verde, son perfiles tipo C conformados en frío, presentan una separación entre sí de 0,8 m y la luz máxima entre ejes de apoyos es 6,78 m; apoyan en muros portantes, en negro, y en las VM1 (vigas metálicas) trabajando como correas continuas.

Las vigas metálicas VM1, en rojo, deben tener mayor momento de inercia que las correas de perfil tipo C pudiendo ser compuestas de 2 perfiles tipo C disposición cajón soldado o bien de acero laminado. Se apoyan en columnas de hormigón armado de 20 cm*20 cm y presentan longitudes de 6,27 m y 7,62 m.

Las 4 columnas de hormigón armado necesarias para la estructura de cubierta descargan los esfuerzos a zapatas aisladas de hormigón armado.

Los muros portantes que sirven de apoyo para las correas son de ladrillos macizos comunes, descargan los esfuerzos en vigas de fundación y pilotines de hormigón armado, también deben estar reforzados con vigas de encadenado superior (de hormigón armado) y con refuerzos horizontales de barras de acero cada 1 m.

- Cálculo

Se utilizará como herramienta de cálculo el programa Cype 3D cargando la propuesta estructural [Figura 43]. y las cargas mencionadas. El programa por medio de iteraciones realiza las comprobaciones reglamentarias en cada tramo para determinar las dimensiones necesarias de los perfiles metálicos [Figura 44].

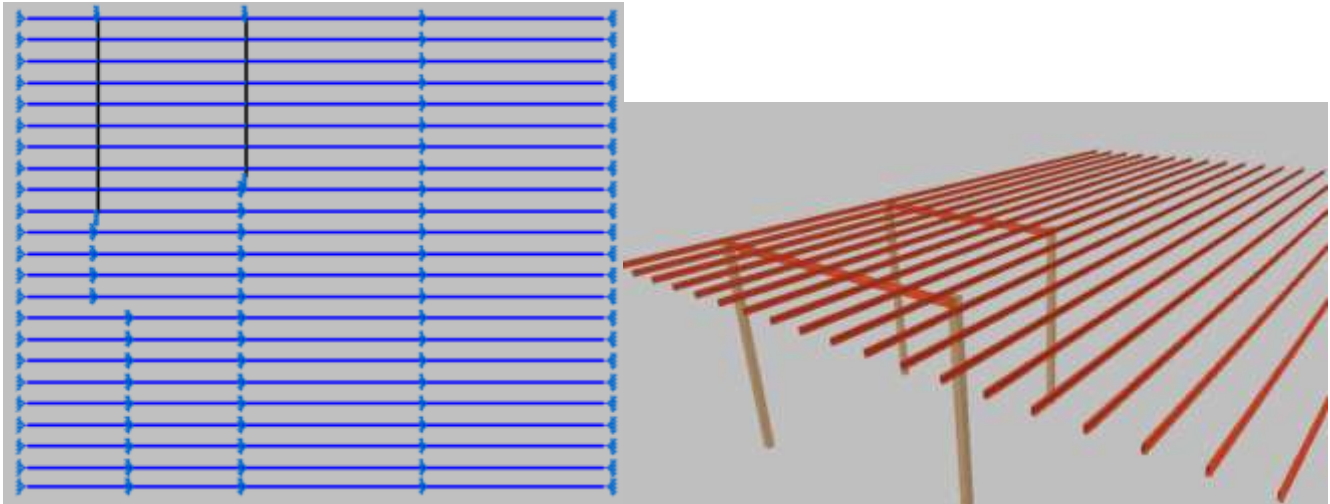


Figura 43. Estructura en el programa Cype 3D (elaboración propia).

Perfil	Peso	Resistencia
✗ C 120x50x20x2	3.87	403.01 %
✗ C 120x50x20x2.5	4.78	271.95 %
✗ C 120x50x20x3	5.65	199.30 %
✗ C 120x50x20x3.2	6.00	179.03 %
✓ C 120x50x25x4.75	8.89	95.39 %
✗ C 125x50x15x2	3.80	386.29 %
✗ C 125x50x15x3	5.54	191.31 %
✗ C 125x50x15x4	7.17	120.40 %
✗ C 125x75x15x2	4.58	221.56 %
✗ C 125x75x15x3	6.71	107.68 %
✓ C 125x75x15x4	8.74	81.09 %
✗ C 140x50x20x2	4.19	265.43 %
✗ C 140x50x20x2.5	5.17	178.38 %
✗ C 140x60x20x2	4.50	211.78 %
✗ C 140x60x20x2.5	5.56	141.79 %
✗ C 140x60x20x3	6.60	103.07 %
✓ C 140x60x20x3.2	7.00	95.80 %

No se han definido límites de flecha

Significado de los iconos

- ✗ Perfil que no cumple alguna comprobación.
- ✓ Perfil que cumple todas las comprobaciones.

Aceptar Cancelar

Figura 44. Iteraciones para comprobar la verificación de los perfiles (elaboración propia).

Se presentan en la figura 45 la correa y la viga metálica más solicitada [Figura 45].

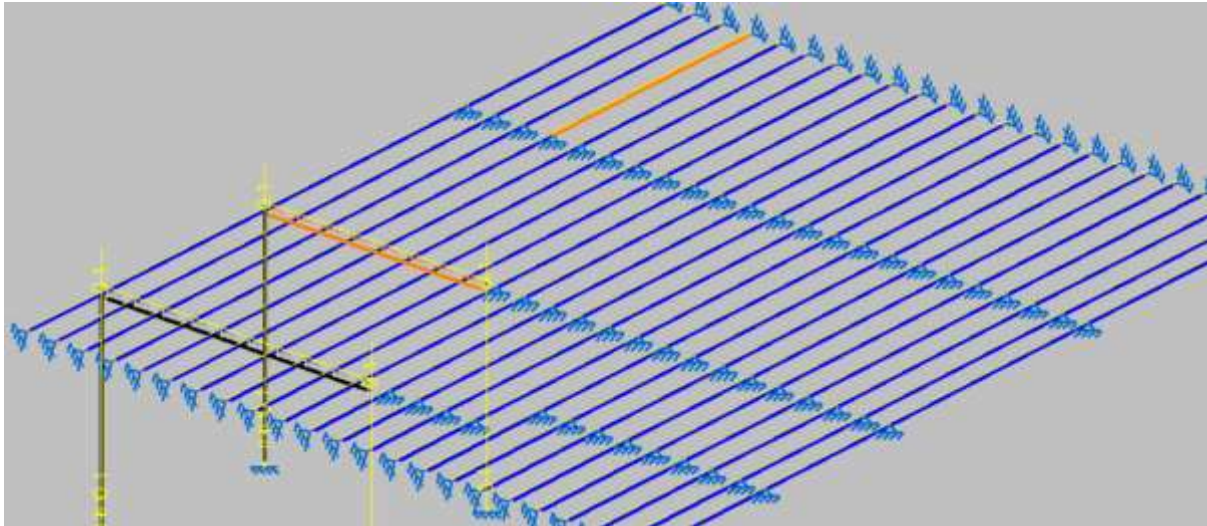


Figura 45. Elementos más solicitados, en naranja (elaboración propia).

Correas metálicas

Las correas adoptadas son perfiles de acero conformado en frío, tipo C 140x60x20x3,2 [Figura 46], de acuerdo a las dimensiones comerciales.

Se resume el cálculo de la correa más solicitada, con las correspondientes comprobaciones.

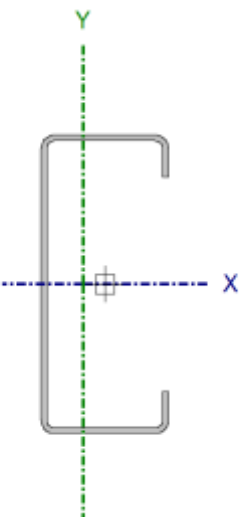
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas					
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
N16	N96	6,78	8,92	267	43,01	0,30	-10,19	0
Notas:								
<i>(1) Inercia respecto al eje indicado</i>								
<i>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</i>								
<i>(3) Coordenadas del centro de gravedad</i>								
	Pandeo		Pandeo lateral					
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
	b	1	1	0	0			
	L _K	6,78	6,78	0	0			
	C _m	1,	1	-	-			
C _b	-		1					
Notación:								
<i>b: Coeficiente de pandeo</i>								
<i>L_K: Longitud de pandeo (m)</i>								
<i>C_m: Coeficiente de momentos</i>								
<i>C_b: Factor de modificación para el momento crítico</i>								

Figura 46. Características del elemento analizado (elaboración propia).

1. Limitaciones geométricas

Se debe satisfacer:

$$w_1 / t : \underline{14,75} \quad \checkmark$$

Donde:

w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$$w_1 : \underline{47,20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3,20} \text{ mm}$$

$$w_2 / t : \underline{39,75} \quad \checkmark$$

Donde:

w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$$w_2 : \underline{127,20} \text{ mm}$$

$$w_3 / t : \underline{4,25} \quad \checkmark$$

Donde:

w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$$w_3 : \underline{13,60} \text{ mm}$$

2. Resistencia a flexión alrededor del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_B : \underline{0,954} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga ELU.

$$M_f : \underline{0,846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el apoyo continuo materializado por el muro portante intermedio, para la combinación de acciones $1,2\cdot PP+1,2\cdot CP1+1,2\cdot CP2+1,6\cdot L1$.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva. [Figura 47]

$$M_f^+ : \underline{0,805} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el apoyo continuo materializado por el muro portante intermedio, para la combinación de acciones $0,9\cdot PP+0,9\cdot CP1+0,9\cdot CP2+1,6\cdot V1$.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa. [Figura 47]

$$M_f^- : \underline{0,846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

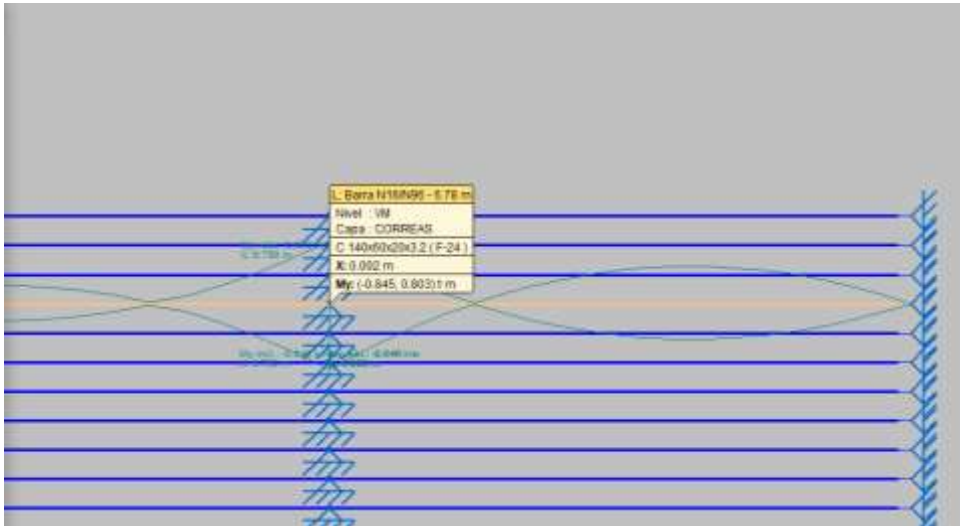


Figura 47. Momento máximo de apoyo en la correa (elaboración propia).

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c : \underline{0,887} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0,95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima.

$$M_n : \underline{0,933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Resistencia nominal de la sección.

$$M_n : \underline{0,933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} : \underline{38,14} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{267} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{43,01} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{13,41} \text{ mm}$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{70} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446,48} \text{ kp/cm}^2$$

3. Resistencia a flexión alrededor del eje Y

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga ELU, para flexión positiva o negativa ≈ 0 por tanto, no procede esta comprobación.

4. Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3,2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v : \underline{0,111} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el apoyo continuo materializado por el muro portante intermedio, para la combinación de acciones $0,9 \cdot PP + 0,9 \cdot CP1 + 0,9 \cdot CP2 + 1,6 \cdot V1$

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga ELU. . [Figura 48]

$$V_f : \underline{0,630} \quad t$$

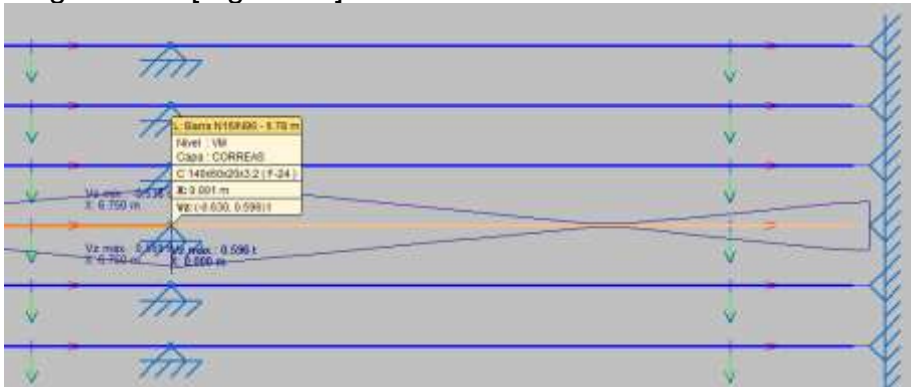


Figura 48. Corte máximo en la correa (elaboración propia).

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c : \underline{5,676} \quad t$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0,95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante.

$$V_n : \underline{5,975} \quad t$$

$$V_n : \underline{5,975} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w : \underline{4,07} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h : Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{127,20} \quad \text{mm}$$

t : Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3,20} \quad \text{mm}$$

(a) Para

$$F_v : \underline{1467,89} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317,02} \text{ kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5,34}$$

5. Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0,923} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el apoyo continuo materializado por el muro portante intermedio para la combinación de acciones 0,9·PP+0,9·CP1+0,9·CP2+1,6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta : \underline{0,923}$$


Barra	COMPROBACIONES															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _y	M _y V _x	MT	MP	TPTrMV	
	x: 5,424 m w / t ≤ (w / t) _{Máx.} Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m η = 95,4	x: 0 m η = 0,4	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m η = 11,1	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	x: 0 m η = 92,3	N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m η = 95,8	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	CUMPLE η = 95,8
<p><i>Notación:</i></p> <p>w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M_xV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y M_yV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p>																

Barra	COMPROBACIONES															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _y	M _y V _x	MT	MP	TPT _r MV	
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.</p> <p>(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</p> <p>(3) La comprobación no procede, ya que no hay torsión.</p> <p>(4) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.</p> <p>(5) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(6) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(7) No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(8) No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(9) La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.</p>																

El detalle de las comprobaciones se presenta en anexo II.

Viga metálica (VM1)

Se adopta un perfil de acero laminado IPN 200

Perfil: IPN 200							
Material: Acero (F-24)							
	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)
	N15	N19	0,8	33,40	2140	117	12,36
	<p>Notas:</p> <p>(1) Inercia respecto al eje indicado</p> <p>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</p>						
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
b	1	1	0	0			
L _K	0,8	0,8	0	0			
C _b	-		10				
<p>Notación:</p> <p><i>b</i>: Coeficiente de pandeo</p> <p><i>L_K</i>: Longitud de pandeo (m)</p> <p><i>C_b</i>: Factor de modificación para el momento crítico</p>							

1. Resistencia a flexión eje X

X

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones ELU.

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{1,059} \quad X$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N19, para la combinación de acciones $1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CP1 + 1,2 \cdot CP2 + 1,6 \cdot L1$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga ELU. . [Figura 49]

M_r : 5,757 t·m

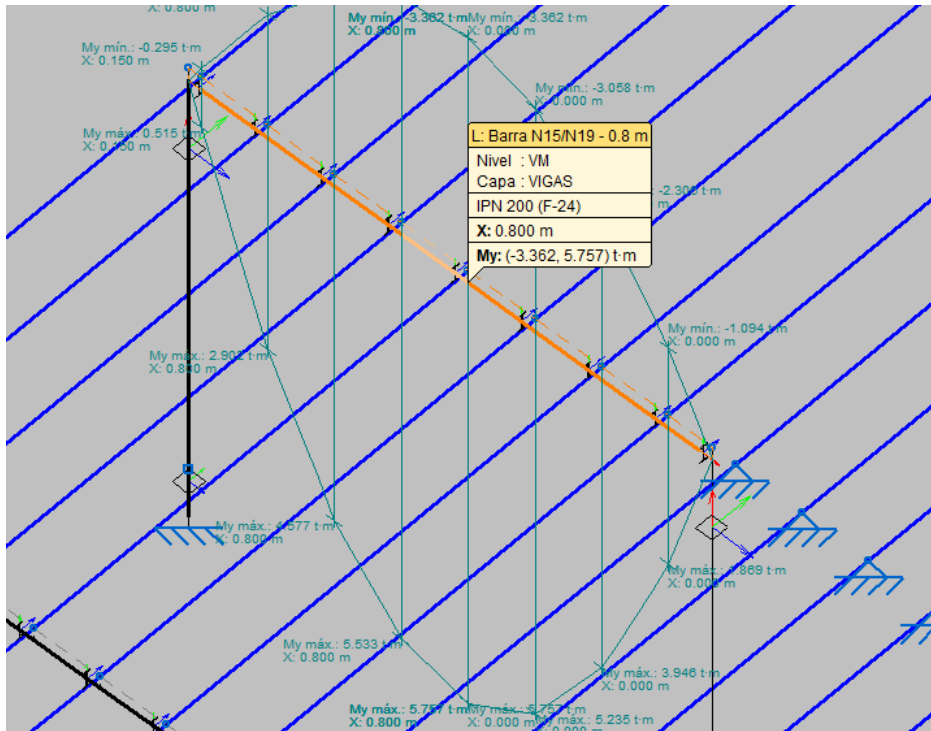


Figura 49. Momento máximo de tramo en la viga (elaboración propia)

M_c : Resistencia de diseño a flexión

M_c : 5,435 t·m

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 : 6,039 t·m

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

M_r^+ : 5,757 t·m

M_r^- : 3,362 t·m

1. Fluencia

M_n : 6,039 t·m

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 2446,48 kp/cm²

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

Z_x : 246,84 cm³

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

$$L_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$L_p : \underline{950,92} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735,98} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \underline{1,87} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{117} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{33,40} \text{ cm}^2$$

2. Resistencia a corte Y

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones ELU.

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.164} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N117, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga ELU [Figura 50]

$$V_r : \underline{3.609} \text{ t}$$



Figura 50. Corte máximo en la viga (elaboración propia)
 V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c: \underline{22.018 \text{ t}}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v: \underline{1.00}$$

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.

$$V_n: \underline{22.018 \text{ t}}$$

Donde:

$$A_w: \underline{15.00 \text{ cm}^2}$$

Donde:

d : Canto total

$$d: \underline{200.00 \text{ mm}}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w: \underline{7.50 \text{ mm}}$$

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

C_v : Coeficiente de cortante del alma

$$C_v: \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 177.40 mm

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Barra	COMPROBACIONES								Estado
	P_t	l_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N15/N19	$\eta < 0,1$	$l \leq 200,0$ Cumple	$\eta < 0,1$	$x: 0,8$ m $\eta = 105,9$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	$x: 0$ m $\eta = 1,3$	$x: 0,8$ m $\eta = 105,9$	NO CUMPLE $\eta = 105,9$
<p><i>Notación:</i> P_t: Resistencia a tracción l_c: Limitación de esbeltez para compresión P_c: Resistencia a compresión M_x: Resistencia a flexión eje X M_y: Resistencia a flexión eje Y V_x: Resistencia a corte X V_y: Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p> <p><i>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</i> ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p>									

Se menciona que la comprobación 1. **Resistencia a flexión eje X** no se cumple por un 5,9% con el perfil adoptado y con uno superior se desaprovecha la sección. A criterio de los autores este valor se considera aceptable teniendo en cuenta que, en el proceso de cálculo la resistencia es minorada y las cargas mayoradas.

El detalle de las comprobaciones se presenta en anexo II.

La estructura de cubierta del edificio complementario se presenta en el plano [Plano 16]

Estructura metálica de cubierta iglesia

- Análisis de carga

Se tiene la misma situación que la del edificio complementario, siendo las cargas de diseño:

- Carga permanente del peso de la cubierta=0,06 kN/m²=CP1.
- Carga permanente del cielorraso suspendido=0,04 kN/m²=CP2.
- Sobrecarga debido al mantenimiento=0,42 kN/m²=L1.
- Sobrecarga por acción del viento=1,245 kN/m²=V1.
- Peso propio de la estructura

el mismo depende de las dimensiones de los perfiles metálicos adoptados

- Propuesta estructural



Figura 51. Propuesta estructural edificio complementario (fuente: elaboración propia).

Las correas de acero, en verde, son perfiles de tipo C conformados en frío, poseen una separación entre sí de 0,9 m y la luz máxima entre ejes de apoyos es 6,56 m; apoyan en muros portantes, en negro, y en las VM2 y VM3 (vigas metálicas) trabajando como correas continuas.

Las vigas metálicas deben tener mayor momento de inercia que las correas de perfil tipo C y debido a sus grandes luces, de 13,56 y 14,3 m, se adoptan cerchas o cabriadas metálicas reticuladas de 1,2 m de altura compuestas de perfiles tipo C de distintas dimensiones, las mismas apoyan en columnas de hormigón armado de 20*20 cm.

Las VM2, en rojo, son necesarias constructivamente porque se debe proporcionar un apoyo continuo a las limahoyas que resuelven la concurrencia de los faldones de la cubierta de chapa. Detalle en plano de estructura de cubierta [Plano 16].

Las VM3, en azul, son necesarias estructuralmente para acortar las luces de las correas disminuyendo así los valores de momentos flectores en los tramos de las mismas.

Las 6 columnas de hormigón armado necesarias descargan los esfuerzos a zapatas aisladas de hormigón armado. Detalle en plano de estructura de cubierta [Plano 16].

Los muros portantes que sirven de apoyo para las correas son de ladrillos macizos comunes, descargan los esfuerzos en vigas de fundación y pilotines de hormigón armado, también deben estar reforzados con vigas de encadenado superior (de hormigón armado) y con refuerzos horizontales de barras de acero cada 1 m.

- Cálculo

Se utilizará como herramienta de cálculo el programa Cype 3D cargando la propuesta estructural [Figura 52]. y las cargas mencionadas. El programa por medio de iteraciones realiza las comprobaciones reglamentarias en cada tramo para determinar las dimensiones necesarias de los perfiles metálicos.

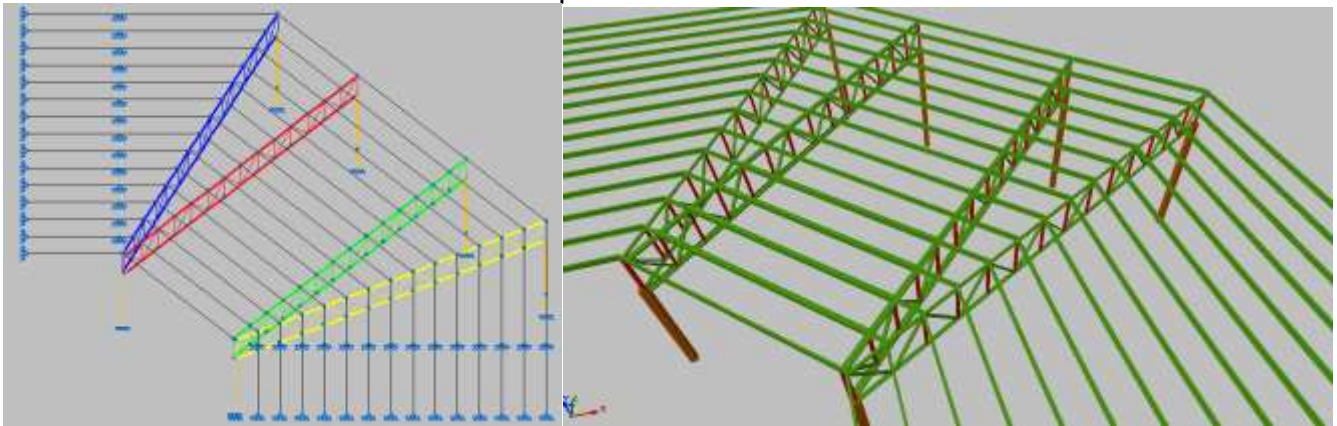


Figura 52. Estructura en el programa Cype 3D (elaboración propia).

Las comprobaciones a realizar son las mismas que en el edificio complementario, por tanto, las de la correa más solicitada; los cordones, montantes y diagonales más solicitados de las vigas metálicas centrales se pueden consultar en anexo II.

Se deben colocar arriostramientos en forma de cruces de san andrés de perfiles tipo L 20x20 entre las vigas metálicas centrales, vinculadas a los cordones superiores, para mejorar el comportamiento de los pórticos trabajando en conjunto frente a los desplazamientos.

En las VM3 se deben colocar 2 contravientos cada 1 m de perfiles tipo L 20x20 vinculando los cordones inferiores con las correas, reduciendo así la luz de pandeo del cordón inferior cuando el mismo esté sometido a compresión.

En las VM2 se deben colocar 2 contravientos cada 2 m de perfiles tipo L 20x20 vinculando los cordones inferiores con las correas, reduciendo así la luz de pandeo del cordón inferior cuando el mismo esté sometido a compresión.

La estructura de cubierta con todos sus elementos y dimensiones se presenta en el plano [Plano 16]

Estructura de hormigón armado de cubierta galería

- Análisis de carga

La cubierta de losa de hormigón armado es inaccesible, posee contrapiso de pendiente, por debajo de la misma se suspende un cielorraso de placas cementicias. Cargas de diseño consideradas según CIRSOC 101-2005:

- Carga permanente peso de losa de hormigón armado=25 kN/m³
- Carga permanente cielorraso suspendido de placas cementicias=0,05 kN/m²
- Carga permanente contrapiso=18 kN/m³
- Sobrecarga de uso=1 kN/m²

Espesores

- Contrapiso de pendiente: su espesor es variable a lo largo de la losa a fin de garantizar el escurrimiento en ocasiones de lavado o lluvia.

Se adopta como espesor promedio:

$e=0,10$ m

- Se adopta como espesor de losa maciza de hormigón armado el mínimo por condición de deformación según CIRSOC 201-2005 para una losa simplemente apoyada:

Losas macizas armadas en una dirección deben cumplir:

$$h_{\min} = L/20 = 4,85 \text{ m} / 20 = 0,24 \text{ m}$$

$$L = \text{luz de cálculo de la losa en una dirección} = 4,85 \text{ m}$$

El espesor arrojado es excesivo para una losa maciza, se adopta un espesor menor $h=0,20$ m.

Cálculo del hormigón necesario:

La losa posee una extensión en planta de aproximadamente 210 m² y una altura de 0,20 m.

$$\text{Volumen de hormigón necesario} = 210 \text{ m}^2 \cdot 0,20 \text{ m} = 42 \text{ m}^3$$

A criterio de los autores esta cantidad de hormigón es excesiva y no existen plantas de hormigón elaborados en la cercanía de la obra que puedan proveer, por lo argumentado esta losa es muy costosa y no se considerará como opción. Se analizará estructuralmente la losa de cubierta como alivianada o aligerada con casetones de poliestireno expandido, esto permitirá reducir considerablemente el volumen de hormigón a emplear.

Propuesta estructural:

El esquema estructural [Figura 53] cuenta con losa alivianada con casetones de poliestireno expandido apoyada sobre vigas invertidas y cerrando el perímetro se dispone de vigas cintas que se pierden en el espesor. Las vigas invertidas apoyan sobre columnas de hormigón armado que descargan en zapatas aisladas al terreno.

Las vigas invertidas se adoptan por fines arquitectónicos buscando conservar la estética. Estas vigas se apoyan en columnas de hormigón armado que descargan tensiones al terreno a través de zapatas aisladas.

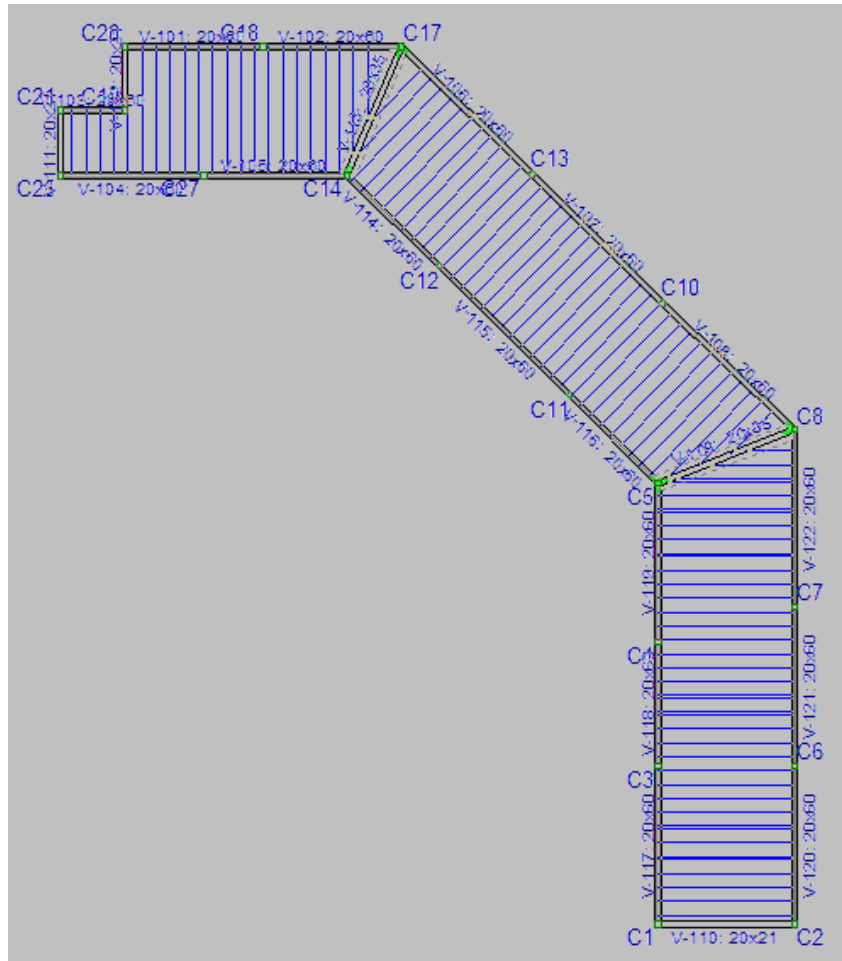


Figura 53. Propuesta estructural losa galería (fuente: elaboración propia).

El cálculo estructural se realiza siguiendo la normativa CIRSOC 201-2005 comprobando los estados límites últimos de rotura y de servicio en simultáneo para garantizar una estructura segura con deformaciones admisibles dentro de su vida útil.

Se utiliza la herramienta CypeCAD para agilizar el cálculo y obtener estructuras más óptimas en funcionamiento y costo.

Se desarrolla a continuación el cálculo de los elementos más solicitados dentro de la estructura:

Cálculo de losa alivianada

Losa alivianada dimensionada según tabla de momento flector admisible de catálogo Viguetec²⁴:

Análisis de cargas y combinación según CIRSOC 101-2005 y CIRSOC 201-2005:

-Peso propio=1,78 kN/m² para losa con capa de compresión de 0,05 m y casetón de 0,13 m.

-Carga permanente contrapiso=18 kN/m³

²⁴ <https://viguetec.com.ar/Viguetas.html>

Carga contrapiso = $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,09 \text{ m} = 1,62 \text{ kN/m}^2$
 -Sobrecarga de uso = 1 kN/m^2

Carga última:

$$q_u = 1,2 \cdot (1,62 + 0,05 + 1,78) \text{ kN/m}^2 + 1,6 \cdot 1 \text{ kN/m}^2 = 5,74 \text{ kN/m}^2$$

Se realiza el cálculo considerando la losa directa como una viga de ancho 1 m.

Momento flector último:

$$M_u = (q_u \cdot L^2) / 8 = (5,74 \text{ kN/m}^2 \cdot (4,85 \text{ m})^2) / 8 = 16,87 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 1687,7 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{Momento nominal} = M_n = 1687,7 \text{ kgf} \cdot \text{m/m} / 0,9 = 1875,2 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$$

Se ingresa a la tabla de momentos admisibles por las viguetas del catálogo considerando el espesor de capa de compresión y altura de casetón mencionado buscando un valor superior a M_n [Tabla 9].

Tabla 9. Tabla de momento flector admisible (M_{adm}) $\text{Kgf} \cdot \text{m/m}$ (fuente: Viguetec).

TABLA DE MOMENTO FLECTOR ADMISIBLE (M_{adm}) Kgm/m



		VIGUETAS SIMPLES				VIGUETAS DOBLES			
Altura de Bovedilla: b (cm)		13		17		13		17	
Capa de Compresión: e (cm)		4	5	4	5	4	5	4	5
Peso propio de la losa: g (kg/m^2)		153	178	170	195	190	215	225	250
Serie de Viguetas	Serie 1 - (1,00 mts. a 3,80 mts.)	755	845	1063	1159	1121	1254	1675	1829
	Serie 2 - (3,90 mts. a 4,30 mts.)	975	1088	1429	1557	1448	1617	2196	2418
	Serie 3 - (4,40 mts. a 4,60 mts.)	1085	1211	1565	1708	1604	1798	2437	2665
	Serie 4 - (4,80 mts. a 5,40 mts.)	1400	1565	1961	2137	2073	2323	3034	3314
	Serie 5 - (5,60 mts. a 6,20 mts.)	1702	1901	2474	2697	2521	2819	3786	4140
	Serie 6 - (6,40 mts. a 7,20 mts.)	1999	2233	2915	3184	2962	3318	4409	4832

Observaciones:

- Ante variaciones de altura de las bovedillas, se deberá respetar el espesor total de la losa, compensándolo con la capa de compresión.
- La resistencia especificada del hormigón de la capa de compresión utilizada para la determinación de los momentos admisibles es de 17 MPa. (170 Kg./cm^2)
- Para la determinación del peso propio de la losa se consideran bovedillas de Poliestireno.

 Ejemplo de elección de cálculo

De tabla 9: se adopta vigueta serie 5-(5,60 m a 6,20 m); $M_{adm} = 1901 \text{ kgf} \cdot \text{m/m}$; capa de compresión 0,05 m; altura de bovedilla o casetón 0,013 m.

Se cumple: $M_u < M_{adm}$ ✓

*Observación: en ejemplo de cálculo propuesto por Viguetec en su catálogo considera las cargas que accionan sobre la estructura sin mayorarlas, esto resulta en menor momento flector solicitando a la losa de viguetas que puede resultar en viguetas de

menor resistencia. Por criterio de los autores a fin de garantizar estructuras seguras y durables se utilizó para calcular la sollicitación cargas mayoradas.

Cálculo de vigas invertidas

Se dimensionan las vigas de hormigón armado utilizando CIRSOC 201-2005, las cargas que actúan sobre la misma son las reacciones de losa sobre viga y a su vez, soportan una carga lineal de mampostería de $1 \text{ t/m} = 9,80 \text{ kN/m}$.

Se utilizará el programa CypeCAD cargando la propuesta estructural [Figura 53] y las cargas ya mencionadas, por medio de iteraciones realiza las comprobaciones reglamentarias en cada tramo para determinar las dimensiones necesarias de las vigas.

La viga continua de hormigón armado más solicitada se presenta en esta memoria de cálculo a modo de ejemplo [Figura 54] con sus diagramas de sollicitaciones [Figura 55].

Viga más solicitada:

Descripción: viga de hormigón armado continua de tres tramos [Figura 54].

Hormigón usado: H-25; sección transversal adoptada: 20 cm x 60 cm; recubrimiento según exposición A3: 2 cm en todas las caras; acero ADN 420 en armaduras longitudinales y transversales.

Longitud de los tramos:

tramo 1: $L_1=6,40 \text{ m}$; tramo 2: $L_2=6,40 \text{ m}$; tramo 3: $L_3=6,40 \text{ m}$

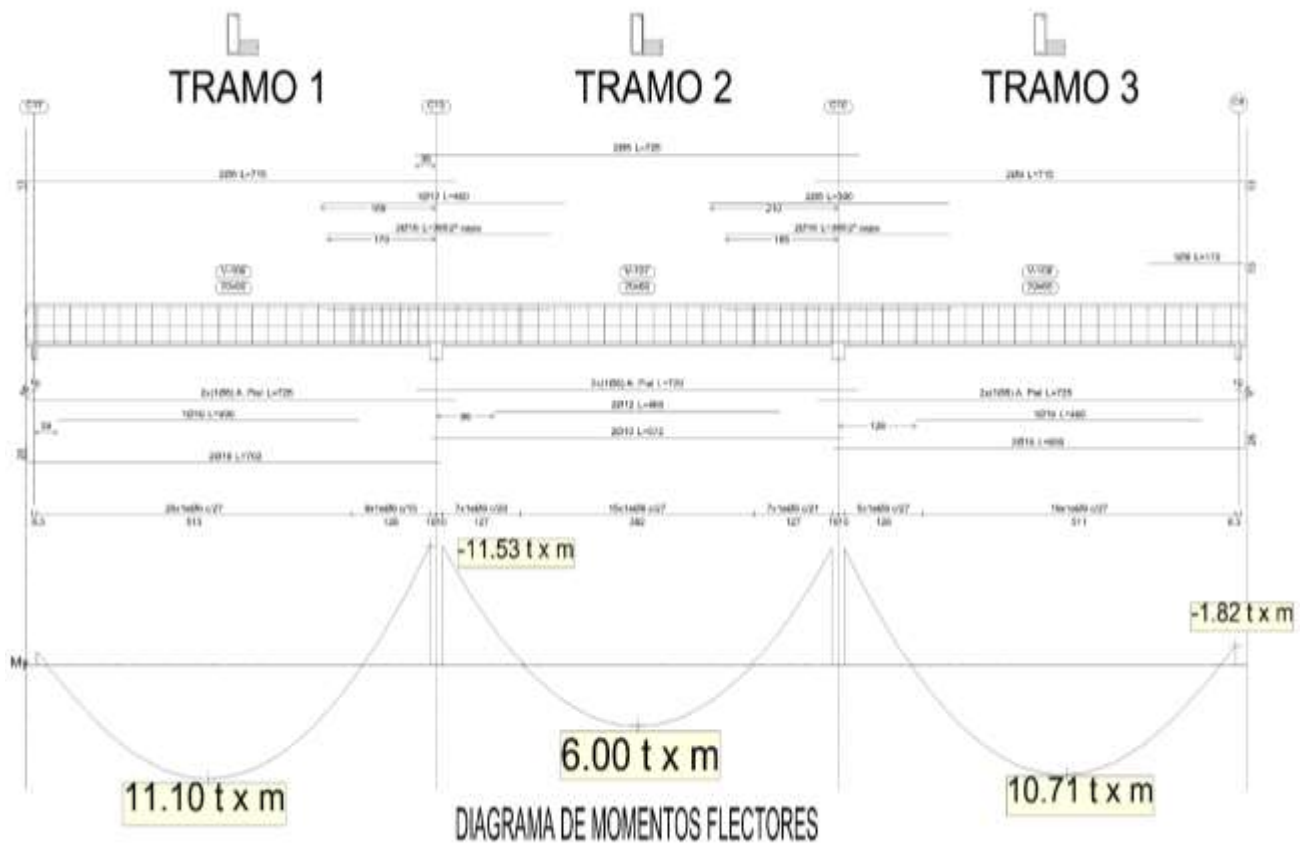


Figura 54. Tren de vigas continuas más solicitadas (fuente: elaboración propia).



Figura 55. Solicitaciones de tren de vigas continuas (fuente: elaboración propia).

Verificación:

Se presenta en esta memoria de cálculo las comprobaciones según reglamento correspondientes al tramo 1 de la viga continua ya que la misma es la que presenta mayores solicitaciones de momento flector y corte.

Tramo 1 [Figura 56]:

1.- Descripción

Datos de la viga:

Dimensiones: 20 cm x 60 cm; luz libre=6,4 m; recubrimiento geométrico superior, inferior y lateral=2 cm.

Materiales: hormigón H-25; armadura longitudinal y transversal: ADN 420.

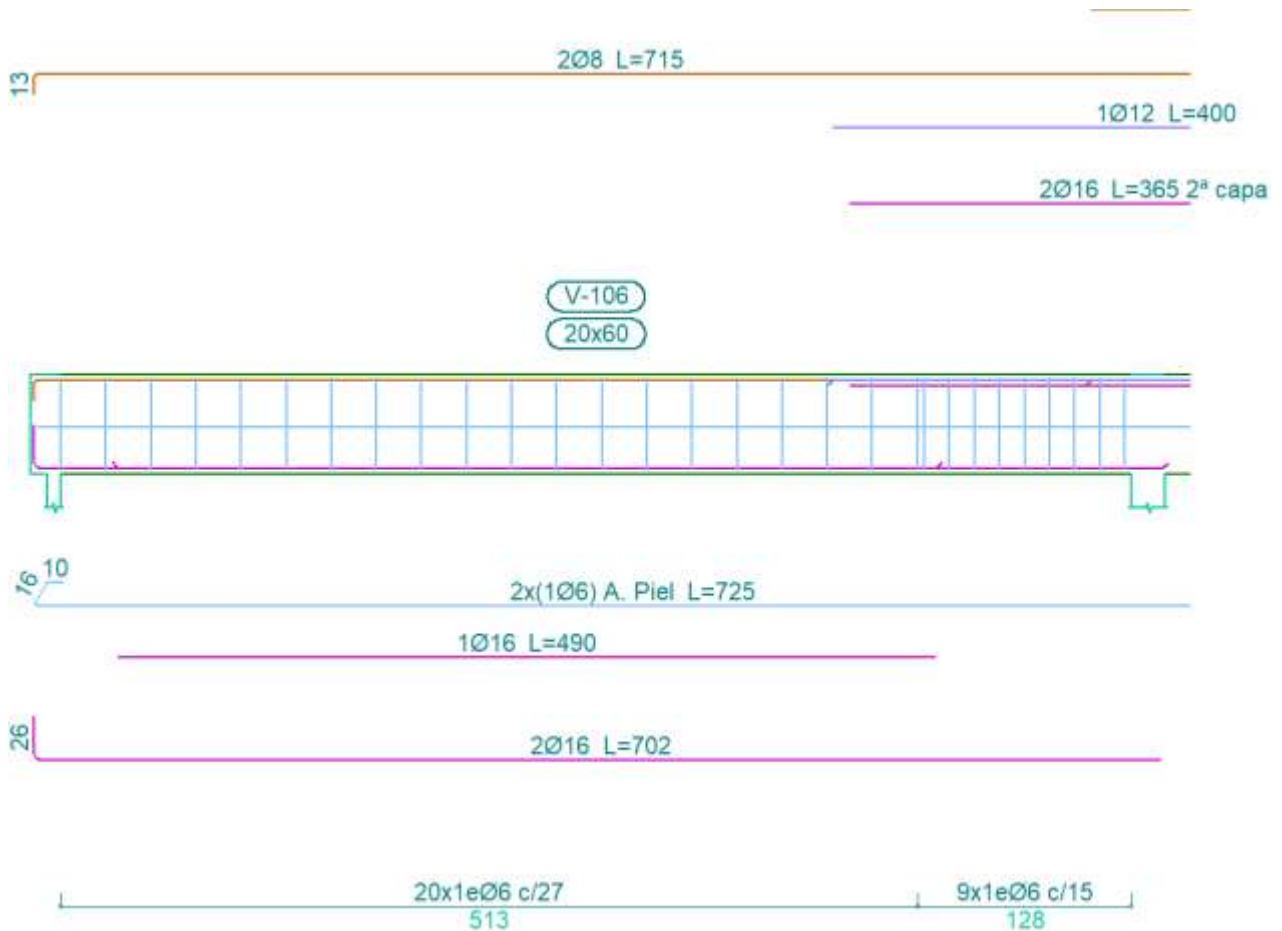


Figura 56. Detalle de armado viga tramo 1 (fuente: elaboración propia).

COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CIRSOC 201-2005)														
Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _{st}	T _{sl}	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _{xSt}	TV _{ySt}	T,Disp. _{sl}	T,Disp. _{st}	T,Geom. _{sl}
Cumple	Cumple	'5,847 m' $\eta = 77,9$	'6,050 m' $\eta = 94,0$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾

- : Disposiciones relativas a las armaduras
 - : Armadura mínima y máxima
 - Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
 - Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
 - Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
 - p._{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
 - p._{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
 - om._{sl}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.
 - n._{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
 - stancia al origen de la barra
 - eficiente de aprovechamiento (%)
 - No procede
-
- aciones que no proceden (N.P.):
- comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
 - comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

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):

$$116 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 : 16 \text{ mm}$$

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

$$d_b : 16,0 \text{ mm}$$

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

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

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

Se debe satisfacer:

$$\eta : 0,779 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,y} : 10,459 \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,y} : 13,421 \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.847 m', para la combinación de hipótesis "1,4·PP+1,4·CM".

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:

$$V_n : 17,894 \quad t$$

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

$$V_c : 9,124 \quad t$$

([MPa] f'_c)

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

$$V_c : 16,601 \quad t$$

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

Donde:

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

$$f'_c : 254,84 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\rho_w : 0,006$$

Siendo:

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

$$A_s : 6,16 \quad \text{cm}^2$$

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

$$b_w : 200 \quad \text{mm}$$

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

$$d : 543 \quad \text{mm}$$

$$M_m : 5,013 \quad t \cdot m$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : -5,013 \quad t \cdot m$$

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

$$N_u : 0,000 \quad t$$

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

$$h : 600,00 \quad mm$$

A_g: Área total de la sección de hormigón. Resistencia al corte proporcionada por la armadura correspondiente (Artículo 11.5.7):

$$A_g : 1200,00 \quad cm^2$$

$$V_s : 8,770 \quad t$$

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

$$V_s : 36,892 \quad t$$

([MPa] f'_c)

Donde:

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

$$A_v : 0,57 \quad cm^2$$

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

$$f_{yt} : 4281,35 \quad kp/cm^2$$

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

$$d : 543 \quad mm$$

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

$$s : 150 \quad mm$$

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

$$f'_c : 254,84 \quad kp/cm^2$$

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

$$b_w : 200 \quad mm$$

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):

$$150 \text{ mm} \leq 275 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1, s_2 .

$$s_{max} : 275 \text{ mm}$$

$$s_1 : 275 \text{ mm}$$

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

Siendo:

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

$$d : 543 \text{ mm}$$

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):

$$0,57 \text{ cm}^2 \geq 0,24 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : 0,24 \text{ cm}^2$$

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

Siendo:

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

$$f'_c : 254,84 \text{ kp/cm}^2$$

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

$$b_w : 200 \text{ mm}$$

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

$$\mathbf{s} : 150 \text{ mm}$$

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

$$\mathbf{f}_{yt} : 4281,35 \text{ kp/cm}^2$$

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 '6,050 m', para la combinación de hipótesis "Envoltorio de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".
Se debe satisfacer:

$$\eta : 0,940 \quad \checkmark$$

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.

$$\mathbf{P}_u : 0,000 \text{ t}$$

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$\mathbf{M}_{u,x} : -11,532 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M}_{u,y} : 0,000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ 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.

$$\phi \cdot \mathbf{P}_n : 0,000 \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot \mathbf{M}_{n,x} : -12,273 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot \mathbf{M}_{n,y} : 0,000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

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):

$$5,42 \text{ cm}^2 \geq 4,52 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$\mathbf{A}_{s,req} : 3,39 \text{ cm}^2$$

4.- Comprobación de fisuración

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

Se debe satisfacer:

$$140,00 \text{ mm} \leq 511,17 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en el nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0,5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -70,00 mm, Y = 270,00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras. **s** : 140,00 mm
s_{max}: Separación máxima permitida entre armaduras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : 511,17 mm

$$s_1 : 582,49 \text{ mm}$$

$$s_2 : 511,17 \text{ mm}$$

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la armadura. **f_s** : 1675,12 kp/cm²
C_c: Distancia entre la superficie de la armadura y la cara traccionada. **C_c** : 26,00 mm

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

Se debe satisfacer:

$$66,00 \text{ mm} \leq 316,60 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2,800 m del nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0,5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 66,00 mm, Y = -266,00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras. **s** : 66,00 mm
s_{max}: Separación máxima permitida entre armaduras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : 316,60 mm

$$s_1 : 336,02 \text{ mm}$$

$s_2 : 316,60 \text{ mm}$

Siendo:

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

$f_s : 2704,62 \text{ kp/cm}^2$

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

$C_c : 26,00 \text{ mm}$

Cálculo de columnas de hormigón armado:

Verificación columna más solicitada:

Descripción:

Datos de la columna [Figura 57]:

Dimensiones: 20 cm x 20 cm; luz libre=2,45 m; recubrimiento geométrico en todas las caras=2 cm.

Materiales: hormigón H-25; armadura longitudinal y transversal: ADN 420.

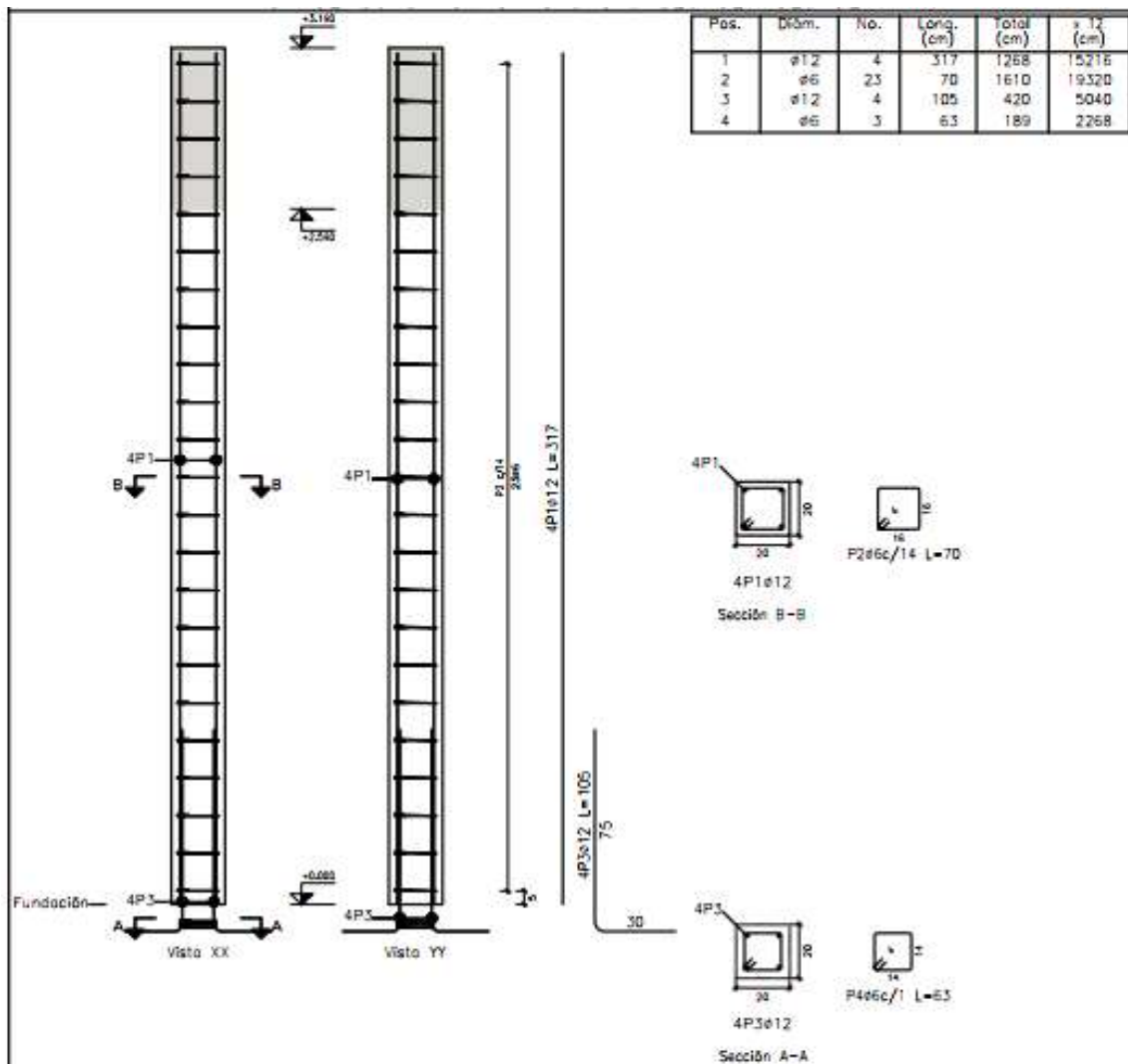


Figura 57. Armado de columna más solicitada (fuente: elaboración propia).

Sección transversal [Figura 58]:

Armadura acero ADN 420: esquina:4φ12 cuantía 1,13%; estribos:1φ6 cada 14cm.

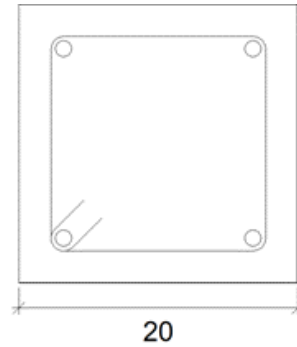


Figura 58. Sección transversal columna más solicitada (fuente: elaboración propia).

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):

124 mm \geq 40 mm ✓

Donde:

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

$s_{l,min}$: 40 mm

s_1 : 18 mm

s_2 : 40 mm

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 12,0 mm

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

d_{ag} : 15 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):

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$S_1 : \underline{\quad 9 \quad} \text{ mm}$$

$$S_2 : \underline{\quad 40 \quad} \text{ mm}$$

$$S_3 : \underline{\quad 20 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6,0 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$S_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$$S_{t,max} : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$S_1 : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$S_2 : \underline{\quad 288 \quad} \text{ mm}$$

$$S_3 : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{\quad 12,0 \quad} \text{ mm}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6,0 \quad} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

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):

$$\varnothing 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\varnothing 12}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\varnothing 6}$$

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):

$$4,52 \text{ cm}^2 \geq 4,00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$4,52 \text{ cm}^2 \leq 32,00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400,00} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0,161} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0,885} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0,377} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_n : \underline{5,984} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1,4·PP+1,4·CM".

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:

$$V_n : \underline{7,979} \text{ t}$$

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:

$$V_c : \underline{7,979} \text{ t}$$

$$([\text{MPa}] N_u/A_g \text{ y } f'_c)$$

Donde:

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

$$f'_c : \underline{254,84} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{168} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0,404} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-1,112} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{19,189} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{200,00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400,00} \text{ cm}^2$$

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:

$$V_n : \underline{7,979} \text{ t}$$

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:

$$V_c : \underline{7,979} \text{ t}$$

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

Donde:

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

$$f'_c : \underline{254,84} \text{ kp/cm}^2$$

Siendo:

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{168} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-1,016} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-0,500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{19,189} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{200,00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400,00} \text{ cm}^2$$

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

Los esfuerzos solicitantes [Figura 59] de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1,4·PP+1,4·CM".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0,695} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0,849} \quad \checkmark$$

$$19,189 \text{ t} \leq 54,618 \text{ t} \quad \checkmark$$

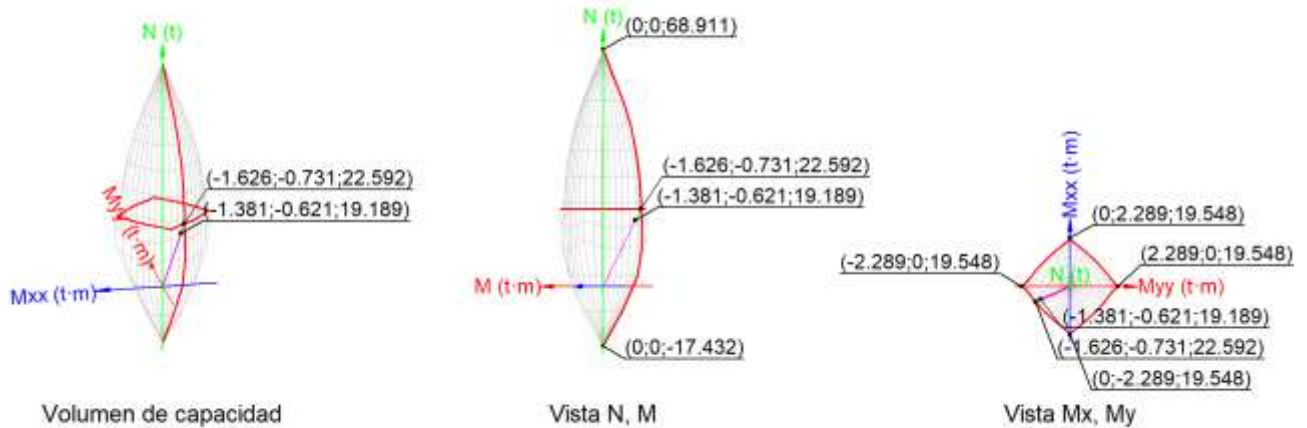


Figura 59. Esfuerzos solicitantes en cabeza de columna. (fuente: elaboración propia).

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.

$$P_u : \quad 19,189 \quad \text{t}$$

$$M_{u,x} : \quad -0,500 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \quad -1,112 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ 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.

$$\phi \cdot P_n : \quad 27,595 \quad \text{t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \quad -0,719 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \quad -1,599 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo.

M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \quad 19,189 \quad \text{t}$$

$$M_{c,x} : \quad -0,621 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : \quad -1,381 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ 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.

$$\begin{aligned} \phi \cdot P_n &: \underline{22,592} \text{ t} \\ \phi \cdot M_{n,x} &: \underline{-0,731} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \phi \cdot M_{n,y} &: \underline{-1,626} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

En el eje x:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$42,4 > 22,0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

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

$$kl_u : \underline{2,450} \text{ m}$$

$$r : \underline{5,77} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{19,189} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-0,621} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-0,500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \underline{0,403} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$h : \underline{200,00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1,242}$$

Siendo:

$$P_c : \underline{131,294} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \underline{239551,48} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \underline{13333,33} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2,450} \text{ m}$$

En el eje y:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$42,4 > 22,0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2,450} \text{ m}$$

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

$$r : \underline{5,77} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u : \underline{19,189} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-1,381} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-1,112} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \underline{0,403} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$\mathbf{h} : \underline{200,00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} : \underline{1,242}$$

Siendo:

$$\mathbf{P}_c : \underline{131,294} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del hormigón.

$$\mathbf{E}_c : \underline{239551,48} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$\mathbf{I}_g : \underline{13333,33} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$\mathbf{kl}_u : \underline{2,450} \text{ m}$$

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).

$$\phi \cdot \mathbf{P}_{n,max} : \underline{54,618} \text{ t}$$

Siendo:

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

$$\mathbf{f}'_c : \underline{254,84} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$\mathbf{f}_y : \underline{4281,35} \text{ kp/cm}^2$$

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A}_g : \underline{400,00} \text{ cm}^2$$

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

$$\mathbf{A}_{st} : \underline{4,52} \text{ cm}^2$$

Se presenta en anexo II memoria de cálculo completa para galería de hormigón armado.

Fundaciones

Para abordar el cálculo de las fundaciones de la obra es necesario disponer de valores de resistencia del terreno de emplazamiento que se obtienen mediante estudios geotécnicos.

En etapa de proyecto deberá realizarse el estudio de suelo pertinente en el terreno que se emplaza la obra y deben realizarse sondeos a fin de conocer las condiciones reales en las que se fundará.

Se establecen aquí las pautas para realizar el estudio de suelo en el terreno según la normativa CIRSOC 401-2018.

“El objetivo de la investigación geotécnica es la obtención de información geotécnica relevante para el proyecto bajo adecuadas pautas de calidad, economía y seguridad. La investigación debe ser planificada de forma tal que permita obtener información de las condiciones geotécnicas prevalecientes en el predio y sus adyacencias, para mejorar su conocimiento y/o para verificar la información existente” (Reglamento argentino de estudios geotécnicos CIRSOC 401, 2018, pág. 7).

Se debe conocer perfectamente la configuración de la estructura y las magnitudes de cargas a descargar al suelo para así determinar donde será necesaria la realización de prospecciones.

Según tabla 3.1. Elementos para el cálculo de la distancia máxima entre puntos de prospección de CIRSOC 401-2018, la cantidad de prospecciones a realizar para una obra de este tipo C-2 será de tres y la distancia máxima entre ellos será de 30 a 40 metros por tabla 3.2 del mismo reglamento.

“La ubicación de las prospecciones será tal que permita obtener información geotécnica global de todo el predio en cuestión, con énfasis en la impronta de la nueva construcción o trabajos a realizar, así como de sus accesos, si fuesen parte del proyecto.” (Reglamento argentino de estudios geotécnicos CIRSOC 401, 2018, pág. 10).[Figura 60]

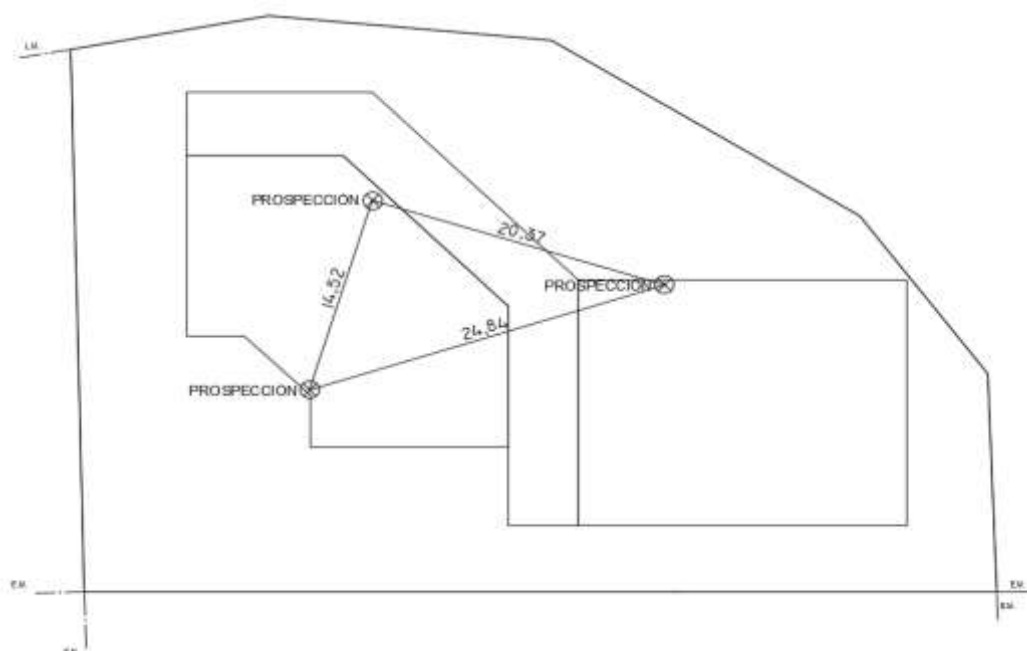


Figura 60. Ubicación de las prospecciones propuestas en el terreno estudiado. (elaboración propia).

Las tensiones admisibles utilizadas en el cálculo de las fundaciones para la etapa de anteproyecto se basan en el informe geotécnico correspondiente a un estudio de suelo ubicado fuera del terreno en estudio.

El ensayo de penetración estándar del informe se realizó aproximadamente a 200 m de la ubicación del terreno estudiado, para la etapa de anteproyecto se ha tomado como válida la tensión admisible que brinda el informe geotécnico, así como también la ubicación del plano de fundación.

Información relevante del estudio de suelo cercano tomado como propio en esta etapa:

Tensión admisible del suelo=1,2 kg/cm²

Profundidad de plano de fundación recomendada=-0,5 m desde nivel de terreno natural.

A criterio de los autores el valor de tensión admisible brindado por el informe geotécnico es alto con respecto a suelos de características similares. Por lo acotado se procede a realizar el dimensionado de las estructuras de fundación con tensiones admisibles de suelo minoradas con respecto al dato obtenido, de este modo los resultados estarán del lado de la seguridad.

Tensión admisible propuestas:

Tensión admisible en fricción lateral=0,15 kg/cm²

Tensión admisible en punta de pilotín=1 kg/cm²

Tensión admisible en cara inferior de viga de fundación=Tensión admisible en zapata aislada=0,70 kg/cm²

Los valores elegidos para cada caso se obtuvieron como recomendación de docente asesor luego de realizar un detallado análisis del estudio de suelo. A partir de aquí el cálculo se realiza considerando los valores propuestos.

- Zapatas aisladas de hormigón armado

Se colocarán zapatas aisladas cuadradas bajo todas las columnas del anteproyecto Para el desarrollo del cálculo de las zapatas se selecciona la más solicitada del edificio complementario el cual posee cubierta de chapa:

Con la reacción de la columna (debida a cargas sin mayorar) se procede al dimensionamiento de las zapatas aisladas como bases de las columnas.

tensión admisible del suelo $\sigma=0,7$ kg/cm²

A modo de ejemplo de cálculo se presentan las comprobaciones a realizar en la zapata más solicitada [Figura 61].

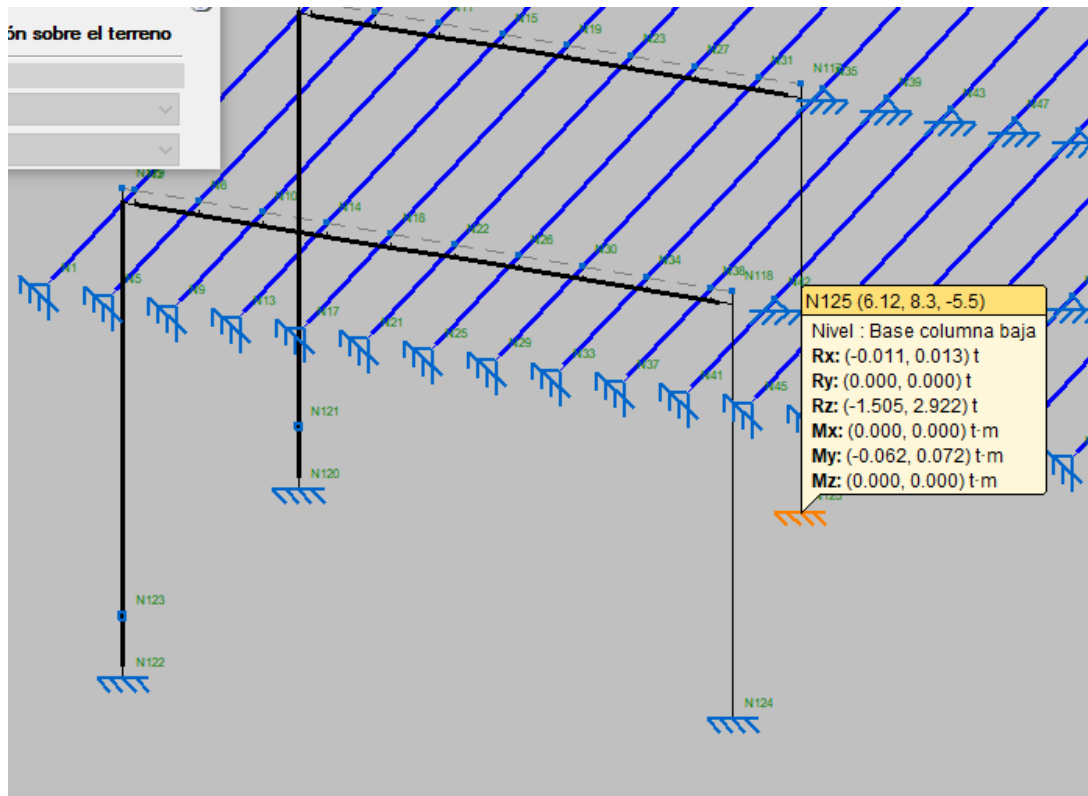


Figura 61. Reacciones positiva y negativa para dimensionar la zapata más solicitada (elaboración propia).

el peso propio de la estructura sobre la zapata, las cargas permanentes y la succión del viento provocan la reacción negativa (hacia arriba), y esta se debe equilibrar con el peso de la zapata.

$$R_z = -1,505 \text{ tn}$$

Adoptando una zapata aislada de forma cuadrada y de altura=0,5 m

$$PP = 25 \text{ kN/m}^3 * 0,5 \text{ m} * 1,1 \text{ m} * 1,1 \text{ m} = 1,51 \text{ t} > R_z = -1,505 \text{ tn} \checkmark$$

El peso propio, las cargas permanentes y la sobrecarga por mantenimiento de cubierta provocan una reacción positiva la cual se debe distribuir al suelo de sostén y no superar la tensión admisible del mismo.

$$R_z = +2,922 + 1,51 = 4,43 \text{ tn}$$

$$A_{nec} = R_z / \sigma = 4,43 \text{ t} / 7 \text{ t/m}^2 = 0,63 \text{ m}^2$$

$$A = 1,1 * 1,1 = 1,21 \text{ m}^2 > A_{nec} = 0,63 \text{ m}^2 \checkmark$$

El resto de zapatas aisladas del anteproyecto son calculadas de la misma manera, con sus cargas positivas y negativas correspondientes; el resultado del dimensionamiento se presenta en el plano de fundaciones [Plano 13].

- Vigas de fundación y pilotines de hormigón armado

Tensiones admisibles del suelo resistente

tensión admisible del suelo en la base de la viga de fundación $\sigma_{vf} = 0,70 \text{ kg/cm}^2$

tensión admisible del suelo por fricción en el fuste del pilotín $\sigma_f = 0,15 \text{ kg/cm}^2$

tensión admisible del suelo en la punta del pilotín $\sigma_p = 1 \text{ kg/cm}^2$

Características adoptadas

Diámetro del pilotín $D=0,20$ m
Longitud del pilotín $h_f=1,5$ m
Separación entre pilotines $s=1,5$ m

base de viga de fundación $b_{vf}=0,20$ m
altura de viga de fundación $h_{vf}=0,30$ m

Cargas

Carga permanente de mampostería $=q=16 \text{ kN/m}^3 * 6,4 \text{ m} * 0,2 \text{ m} * 100=2048 \text{ kg/m}$
Peso de mampostería por encima de la viga de fundación $=P_m=2048 * 1,5=3072 \text{ kg}$
Peso del pilotín $P_p=2500 * 3,14 * 0,20^2 * 1,5 / 4=117,75 \text{ kg}$
Peso de la viga de fundación $P_{vf}=2500 * 0,20 * 0,30 * 1,5=225 \text{ kg}$
Peso total a soportar $=P=3072+117,75+225=3414,75 \text{ kg}$
El esquema de cargas analizado con sus dimensiones se presenta en [Figura 62].

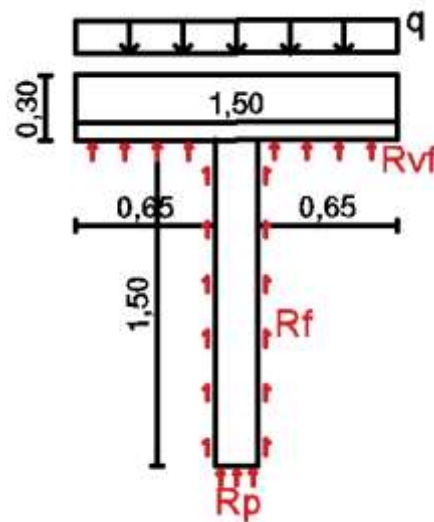


Figura 62. Análisis de carga viga de fundación y pilotín (elaboración propia).

Resistencias

Resistencia a fricción lateral

$$R_f = 3,14 * D * (h_f * \sigma_f)$$

$$R_f = 3,14 * 0,2 \text{ m} * (1,5 \text{ m} * 0,15 \text{ kg/cm}^2 * 10000) = 1413 \text{ kg}$$

Resistencia de punta.

$$R_p = 3,14 * D^2 / 4 * \sigma_p$$

$$R_p = 3,14 * (0,2 \text{ m})^2 / 4 * 1 \text{ kg/cm}^2 * 10000 = 314 \text{ kg}$$

Resistencia de viga de fundación

$$R_{vf} = (s - D) * b_{vf} * \sigma_{vf}$$

$$R_{vf} = (1,5 \text{ m} - 0,20 \text{ m}) * 0,20 \text{ m} * 0,70 \text{ kg/cm}^2 * 100000 = 1820 \text{ kg}$$

Resistencia total

$$R_t = R_f + R_p + R_{vf}$$

$$R_t = 1413 + 314 + 1820 = 3547 \text{ kg} > P = 3414,75 \text{ kg} \checkmark$$

La distribución de vigas de fundación y de los pilotines se puede observar en el plano de fundaciones [Plano 13].

Cálculo a flexión de viga de fundación:

El cálculo de la viga de fundación se realizará en base al reglamento CIRSOC 201-2005 considerando las cargas gravitatorias que actúan sobre ella sin tener en cuenta sobrecargas y la luz se calcula será la separación existente entre pilotines. La viga se calcula como simplemente apoyada en sus extremos.

Cargas actuantes:

$$\text{Peso propio} = 0,2 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso de mampostería sobre viga de fundación} = 10,2 \text{ kN/m}$$

$$q_D = 1,5 \text{ kN/m} + 10,2 \text{ kN/m} = 11,7 \text{ kN/m}$$

$$q_U = 1,2 \cdot q_D = 1,2 \cdot 11,7 \text{ kN/m} = 14,04 \text{ kN/m}$$

Luz de cálculo L_c :

$$L_c = \text{separación entre pilotes} = 1,5 \text{ m}$$

Solicitaciones:

$$\text{Momento máximo} = M_u = q_U \cdot L_c^2 / 8 = 14,04 \text{ kN/m} \cdot (1,5 \text{ m})^2 / 8 = 3,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Corte máximo} = V_u = q_U \cdot L_c / 2 = 14,04 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} / 2 = 10,53 \text{ kN}$$

Cálculo a flexión:

$$M_u = 3,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = 3,95 \text{ kN} \cdot \text{m} / 0,9 = 4,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se establece recubrimiento de 2,5 mm.

$$d = 0,28 \text{ m}$$

$$K_d = 1,9; K_e = 24,301.$$

$$\text{Armadura necesaria } A_s = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura mínima} = A_{s\text{mín}} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Se adopta como armadura:

2 ϕ 12 en cara superior e inferior.

Cálculo a corte:

$$V_u = 10,53 \text{ kN}$$

$$V_n = 10,53 \text{ kN} / 0,75 = 14,04 \text{ kN}$$

$$\tau_n = 0,25 \text{ MPa}$$

$$V_c \gg V_n$$

Se adopta como armadura:

Estribos de ϕ 6 cada 15 cm.

La disposición de armaduras resultante se presenta en [Figura 63].



Figura 63. Sección transversal de viga de fundación. (elaboración propia).

Capítulo VII. Cómputo y presupuesto

A fin de poder establecer la cantidad de materiales necesarios y el precio del anteproyecto en estudio se realiza el cómputo métrico de la obra y el análisis de precios correspondiente que permitirá establecer el presupuesto necesario para su realización.

Se computa el anteproyecto en dos partes bien diferenciadas donde se analizan los mismos rubros para cada parte en la tabla de cómputo y presupuesto considerando en primer lugar: A- Iglesia, galería y parquizado y luego B- edificio complementario, esta separación busca que se pueda conocer el costo-costo de cada edificación para definir luego un plan de inversión considerando la construcción por etapas a pedido del comitente.

El análisis de precios se realizó considerando los rendimientos establecidos para cada ítem según Chandías, M.; Ramos, J. (2006) y los precios corresponden a noviembre de 2023.

Presupuesto total de la obra:

Precio total con impuestos expresado en pesos=\$312.174.296,97

Se dolariza el precio total con impuestos al tipo de cambio oficial del día 01/11/2023 agregando los impuestos a la moneda extranjera:

Dólar oficial 01/11/2023: \$367,93

Dólar ahorro 01/11/2023: \$735,88

Precio total expresado en dólares= U\$S 424.219,03

Precio por metro cuadrado de la obra en pesos y dólares:

Área de la obra terminada: 945 m²

Precio por metro cuadrado de la obra en pesos=\$330.343,17

Precio por metro cuadrado de la obra en dólares= U\$S 448,91



COMPUTOS Y PRESUPUESTOS							
ANTEPROYECTO DE UNA IGLESIA CATÓLICA EN LA ISLA DEL CERRITO - CHACO							
Fecha: 11/2023							
Nº	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL	%
A-IGLESIA, GALERÍA Y PARQUIZADO							
1	PREP. Y MOV. DE SUELOS					\$ 2.767.679,89	1,24%
1.1	Limpieza y Replanteo.	m ²	531,00	\$ 2.803,68	\$ 1.488.754,08		
1.2	Excav. p/Pilotines (Ø 20 cm).	m ³	8,19	\$ 22.480,76	\$ 184.117,42		
1.3	Excav. p/Vigas de Fundac..	m ³	25,20	\$ 9.423,08	\$ 237.461,62		
1.4	Excav. p/Zapata aislada.	m ³	11,00	\$ 12.653,85	\$ 139.242,97		
1.5	Relleno y compactacion.	m ³	100,00	\$ 3.357,61	\$ 335.761,00		
1.6	Retiro de arboles y arbustos	un.	10,00	\$ 38.234,28	\$ 382.342,80		
2	ESTRUCTURA RESISTENTE					\$ 40.673.103,06	18,22%
2.1	Hº Aº p/ VF.	m ³	18,96	\$ 215.967,48	\$ 4.094.743,42		
2.2	Hº Aº p/ Pilotines	m ³	8,19	\$ 129.281,43	\$ 1.058.814,91		
2.3	Hº Aº p/ VE superior .-	m ³	17,00	\$ 248.587,34	\$ 4.225.984,78		
2.4	Hº Aº p/ zapatas aisladas	m ³	11,00	\$ 155.699,08	\$ 1.713.312,68		
2.5	Hº Aº p/ columnas 20x20cm.	m ³	2,90	\$ 264.648,91	\$ 766.846,68		
2.5	Antepecho 2 Ø 6 mm.	m	242,00	\$ 1.671,44	\$ 404.488,48		
2.6	Refuerzos horizontal 1 Ø 6 mm c/1m.	m	674,00	\$ 1.671,44	\$ 1.126.550,56		
2.7	Dintel 2 Ø 8 mm.	m	242,00	\$ 2.116,25	\$ 512.132,50		
2.8	Hº Aº p/ Vigas Aereas - H-25.	m ³	9,42	\$ 336.570,10	\$ 3.170.490,34		
2.9	Hº Aº p/ Losa de viguetas capa de compresión e=5 cm- H-25	m ³	208,00	\$ 36.764,48	\$ 7.647.011,84		
2.10	Cabriada Metálica estructural VM2	m	28,16	\$ 80.761,54	\$ 2.274.244,97		
2.11	Cabriada Metálica estructural VM3	m	26,70	\$ 113.237,16	\$ 3.023.432,17		
2.12	Correa metalica perfil tipo C 160x60x20x2,5 mm.	m	373,70	\$ 27.351,66	\$ 10.221.315,34		
2.13	Hº Aº p/ RV muro medianero 15x15 cm	m ³	2,18	\$ 198.960,73	\$ 433.734,39		
3	ALBAÑILERIA					\$ 15.024.887,98	6,73%
3.1	Mamp. fundacion lad. Comun e=20 cm.	m ²	42,50	\$ 12.648,87	\$ 537.576,98		
3.2	Mamp. elev. lad. Comun e=20 cm.	m ²	650,95	\$ 12.648,87	\$ 8.233.781,93		
3.3	Mamp. elev. lad. Comun e=15cm.	m ²	231,00	\$ 11.563,03	\$ 2.671.059,93		
3.4	Mamp. en cargas comun.	m ²	3,03	\$ 82.509,54	\$ 250.003,91		
3.5	Mamp. medianero lad. Comun e=15cm.	m ²	288,20	\$ 11.563,03	\$ 3.332.465,25		
4	CAPAS AISLADORAS					\$ 610.065,68	0,27%
4.1	Doble horizontal sellada	m ²	133,00	\$ 4.586,96	\$ 610.065,68		
5	CUBIERTAS					\$ 2.529.184,13	1,13%
5.1	Chapa Gal. Sinusoidal Nº25	m ²	319,00	\$ 17.431,36	\$ 1.900.257,37		
5.2	Babeta de Chapa Gal. Nº25	m	63,00	\$ 5.480,80	\$ 345.290,40		
5.3	Limahoya de Chapa Gal. Nº25	m	30,00	\$ 9.454,55	\$ 283.636,36		
6	CIELORRASO					\$ 9.490.239,71	4,25%
6.1	Suspendido de placas de yeso junta tomada.	m ²	319,00	\$ 13.721,09	\$ 4.377.027,71		
6.2	Suspendido de placas cementicias junta tomada.	m ²	208,00	\$ 24.582,75	\$ 5.113.212,00		
7	REVOQUES					\$ 10.484.655,45	4,70%
7.1	Jaharro + enlucido a la cal.	m ²	616,57	\$ 5.911,33	\$ 3.644.748,74		
7.2	Exterior completo a la cal.	m ²	769,65	\$ 8.783,63	\$ 6.760.320,83		
7.3	Interior grueso a la cal c/azotado hidrof. Bajo revest.	m ²	22,00	\$ 3.617,54	\$ 79.585,88		
8	CONTRAPISOS					\$ 2.626.971,50	1,18%
8.1	Hº pobre de 10 cm.	m ²	530,00	\$ 4.956,55	\$ 2.626.971,50		
9	PISOS Y ZOCALOS					\$ 12.887.576,20	5,77%
9.1	Solado porcelanato pulido, 60x60 cm, cantoneras de aluminio.	m ²	319,00	\$ 27.572,77	\$ 8.795.713,63		
9.2	Zocalo de porcelanato pulido.	m	149,00	\$ 4.335,86	\$ 646.043,14		
9.3	Solado de mosaico granítico p/galería.	m ²	208,00	\$ 15.719,52	\$ 3.269.660,16		
9.4	Zócalo granítico p/galería.	m	59,50	\$ 2.960,66	\$ 176.159,27		
10	REVESTIMIENTOS					\$ 263.699,92	0,12%
10.1	Revestimiento cerámico en baño.	m ²	22,00	\$ 11.986,36	\$ 263.699,92		
11	CARPINTERIA					\$ 7.127.110,21	3,19%
11.1	P1 1 x 2,05m. Placa. Marco de aluminio (salon publico).	un.	1,00	\$ 70.963,64	\$ 70.963,64		
11.2	P2 0,80 x 2,05m. Placa. Marco de aluminio (ala administrativa).	un.	7,00	\$ 56.770,66	\$ 397.394,63		
11.3	P3 1 x 2,05m Vidrio. Marco de aluminio (Ingreso).	un.	10,00	\$ 308.821,50	\$ 3.088.215,00		
11.4	V1 1,20x 1,05m. Marco de aluminio (secretaria, sala priv y ala publica).	un.	5,00	\$ 102.050,23	\$ 510.251,16		
11.5	V2 0,60x0,40m. Marco de aluminio (baño de serv.).	un.	1,00	\$ 27.986,58	\$ 27.986,58		
11.6	V3 1,20x1,90m. Marco de aluminio (ingreso).	un.	10,00	\$ 203.315,95	\$ 2.033.159,50		
11.7	V4 0,90x1,05m. Marco de aluminio (sala privada).	un.	2,00	\$ 89.370,90	\$ 178.741,81		
11.8	V5 2,30 x2,05 m. Marco de aluminio (retablo).	un.	2,00	\$ 410.198,95	\$ 820.397,90		
12	INSTALACION SANITARIA					\$ 2.404.216,53	1,08%
12.1	Instalación de agua.	ql	1,00	\$ 176.576,31	\$ 176.576,31		
12.2	Instalación desague cloacal.	ql	1,00	\$ 968.884,07	\$ 968.884,07		
12.3	Instalación desague pluvial.	ql	1,00	\$ 1.258.756,16	\$ 1.258.756,16		
13	INSTALACION ELECTRICA					\$ 8.977.021,76	4,02%
13.1	Instalacion electrica.	ql	1,00	\$ 8.977.021,76	\$ 8.977.021,76		
14	PINTURAS					\$ 10.602.267,57	4,75%
14.1	Muros Interiores al latex	m ²	616,57	\$ 10.013,32	\$ 6.173.912,71		
14.2	Muros Exterior al latex	m ²	275,80	\$ 4.715,16	\$ 1.300.441,13		
14.3	Muros Exterior pintura texturizada	m ²	218,00	\$ 4.849,30	\$ 1.057.146,33		
14.4	Cetol deck satinado al agua	m ²	132,10	\$ 1.495,04	\$ 197.494,78		
14.5	Pintura efecto hormigón con protector acrilico transparente	m ²	284,20	\$ 6.591,39	\$ 1.873.272,61		
15	MADERA					\$ 1.397.481,40	0,63%
15.1	Tablas eucaliptus 1/2x6 p/ revestimiento cruz	m ²	9,00	\$ 18.218,16	\$ 163.963,44		
15.2	Tablas eucaliptus 1/2x6 p/ revestimiento columnas	m ²	16,60	\$ 18.218,16	\$ 302.421,46		
15.3	Madera aserrada pino 4x8 p/ parasol	un.	29,00	\$ 32.106,78	\$ 931.096,50		
16	OBRAS VARIAS					\$ 1.413.222,71	0,63%
16.1	Colocación árbol	un.	19,00	\$ 47.666,33	\$ 905.660,27		
16.2	Colocación arbustos	un.	7,00	\$ 15.888,78	\$ 111.221,44		
16.3	Colocación césped	m ²	100,00	\$ 3.963,41	\$ 396.341,00		
Costo - Costo Subtotal Iglesia						\$ 129.279.383,70	57,91%

B-EDIFICIO COMPLEMENTARIO							
1	PREP. Y MOV. DE SUELOS					\$ 1.623.096,35	0,73%
1.1	Limpieza y Replanteo.	m ²	367,00	\$ 2.803,68	\$ 1.028.950,56		
1.2	Excav. p/Pilotines (Ø 20 cm).	m ³	6,00	\$ 22.480,76	\$ 134.884,56		
1.3	Excav. p/Zapata aislada.	m ³	3,13	\$ 12.653,85	\$ 39.606,55		
1.4	Excav. p/Vigas de Fundac..	m ³	17,00	\$ 9.423,08	\$ 160.192,36		
1.5	Relleno y compactacion.	m ³	60,00	\$ 3.357,61	\$ 201.456,60		
1.6	Cartel de Obra.	m ²	2,00	\$ 29.002,86	\$ 58.005,72		
2	ESTRUCTURA RESISTENTE					\$ 24.467.688,53	10,96%
2.1	Hº Aº p/VF	m ³	8,90	\$ 215.967,48	\$ 1.922.110,57		
2.2	Hº Aº p/ VE superior .-	m ³	7,60	\$ 248.587,34	\$ 1.889.263,78		
2.3	Antepecho 2 Ø 6 mm.	m	336,00	\$ 1.671,44	\$ 561.603,84		
2.4	Refuerzos horizontal 1 Ø 6 mm c/1m.	m	629,00	\$ 1.671,44	\$ 1.051.335,76		
2.5	Dintel 2 Ø 8 mm.	m	336,00	\$ 2.116,25	\$ 711.060,00		
2.6	HºAº p/ Vigas Aereas - H-25.	m ³	2,16	\$ 336.570,10	\$ 726.991,42		
2.7	Correa metalica perfil tipo C 140x60x20x3,2 mm.	m	502,00	\$ 27.858,17	\$ 13.984.801,84		
2.8	Perfil IPN 200 (VM1).	m	13,90	\$ 141.577,80	\$ 1.967.931,42		
2.9	Hº Aº p/ columnas 20x20cm.	m ³	1,47	\$ 264.648,91	\$ 389.563,20		
2.10	Hº Aº p/ Pilotines.	m ³	6,00	\$ 129.281,43	\$ 775.688,58		
2.11	Hº Aº p/ Zapatas aisladas.	m ³	3,13	\$ 155.699,08	\$ 487.338,12		
3	ALBAÑILERIA					\$ 10.610.712,91	4,75%
3.1	Mamp. fundacion. lad. Comun e=20 cm.	m ²	59,50	\$ 12.648,87	\$ 752.607,77		
3.2	Mamp. elev. lad. Comun e=20cm.	m ²	433,00	\$ 12.648,87	\$ 5.476.960,71		
3.3	Mamp. elev. lad. Comun e=15cm.	m ²	319,67	\$ 11.563,03	\$ 3.696.315,26		
3.4	Mamp. en cargas comun.	m ³	8,30	\$ 82.509,54	\$ 684.829,18		
4	CAPAS AISLADORAS					\$ 761.435,36	0,34%
4.1	Doble horizontal sellada.	m ²	166,00	\$ 4.586,96	\$ 761.435,36		
5	CUBIERTAS					\$ 2.229.105,37	1,00%
5.1	Chapa Gal. Sinusoidal Nº25.	m ²	385,00	\$ 17.431,36	\$ 1.900.257,37		
5.2	Babeta de Chapa Gal. Nº25.	m	60,00	\$ 5.480,80	\$ 328.848,00		
6	CIELORRASO					\$ 5.035.640,03	2,26%
6.1	Suspendido de placas de yeso desmontable.	m ²	367,00	\$ 13.721,09	\$ 5.035.640,03		
7	REVOQUES					\$ 8.601.459,47	3,85%
7.1	Jaharro + enlucido a la cal.	m ²	621,50	\$ 5.911,33	\$ 3.673.891,60		
7.2	Exterior completo a la cal.	m ²	474,30	\$ 8.783,63	\$ 4.166.075,71		
7.3	Interior grueso a la cal c/zotado hidrof. Bajo revest.	m ²	210,50	\$ 3.617,54	\$ 761.492,17		
8	CONTRAPISOS					\$ 1.819.053,85	0,81%
8.1	Hº pobre de 10 cm.	m ²	367,00	\$ 4.956,55	\$ 1.819.053,85		
9	PISOS Y ZOCALOS					\$ 10.725.977,01	4,80%
9.1	Solado porcelanato pulido, 60x60 cm. cantoneras de aluminio.	m ²	350,00	\$ 27.572,77	\$ 9.650.469,50		
9.2	Zocalo de porcelanato pulido.	m	231,00	\$ 4.335,86	\$ 1.001.583,66		
9.3	Cemento fratazado.	m ²	17,50	\$ 4.224,22	\$ 73.923,85		
10	REVESTIMIENTOS					\$ 2.523.128,78	1,13%
10.1	Revestimiento cerámico en baño.	m ²	206,50	\$ 11.986,36	\$ 2.475.183,34		
10.2	Revestimiento cerámico en cocina.	m ²	4,00	\$ 11.986,36	\$ 47.945,44		
11	CARPINTERIA					\$ 3.230.785,02	1,45%
11.1	P1 1 x 2,05m Placa. Marco de aluminio (Dormit., pasillo, baño disc. e ingreso)	un.	5,00	\$ 70.963,64	\$ 354.818,18		
11.2	P2 0,80 x 2,05m Placa. Marco de aluminio (cocina y deposito y baños).	un.	4,00	\$ 56.770,66	\$ 227.082,64		
11.3	P3 1 x 2,05m Vidrio. Marco de aluminio (Ingreso).	un.	2,00	\$ 308.821,50	\$ 617.643,00		
11.4	V1 1,20x 1,05m. Marco de aluminio.	un.	14,00	\$ 102.050,23	\$ 1.428.703,24		
11.6	V2 0,60x0,40m. Marco de aluminio.	un.	7,00	\$ 27.986,58	\$ 195.906,05		
11.7	V3 1,20x1,90m. Marco de aluminio.	un.	2,00	\$ 203.315,95	\$ 406.631,90		
12	INSTALACIONES SANITARIAS					\$ 11.500.165,38	5,15%
12.1	Instalación de agua.	gl	1,00	\$ 3.963.548,97	\$ 3.963.548,97		
12.2	Instalación cloacal.	gl	1,00	\$ 7.536.616,41	\$ 7.536.616,41		
13	INSTALACIÓN ELECTRICA					\$ 6.710.338,26	3,01%
13.1	Instalacion eléctrica.	gl	1,00	\$ 6.710.338,26	\$ 6.710.338,26		
14	PINTURAS					\$ 3.752.820,12	1,68%
14.1	Muros interiores al latex.	m ²	621,50	\$ 3.064,26	\$ 1.904.437,59		
14.2	Muros exterior al latex.	m ²	333,30	\$ 3.343,41	\$ 1.114.358,55		
14.3	Muros exterior pintura texturizada en fachada.	m ²	141,00	\$ 4.849,30	\$ 683.750,61		
14.4	Esmalte sintético para perfil laminado.	m ²	10,35	\$ 4.857,33	\$ 50.273,37		
15	OBRAS VARIAS					\$ 378.750,00	0,17%
15.1	Mesada granito gris mara.	un.	1,00	\$ 378.750,00	\$ 378.750,00		
Costo - Costo Subtotal edificio complementario						\$ 93.970.156,44	42,09%
Costo - Costo Total						\$ 223.249.540,14	100,00%
Subtotal 1 :						\$ 223.249.540,14	
Gastos Generales :						12,00%	\$ 26.789.944,82
Subtotal 2 :						\$ 250.039.484,96	
Impuestos :						24,85%	\$ 62.134.812,01
PRESUPUESTO TOTAL						\$ 312.174.296,97	

Capítulo VIII. Plan de inversión modular

El dinero para costear el proyecto será obtenido por medio de recaudaciones en la comunidad y otros medios que disponga el comitente.

La ejecución del proyecto se llevará a cabo en etapas, utilizando un enfoque de inversión modular, solicitado por el comitente.

Se busca que cada etapa compuesta de un conjunto de módulos de inversión que se construyan pueda ser flexibles para realizar la mayor cantidad de actividades previstas en el anteproyecto como ser: celebración de la misa, retiros espirituales, eventos de recaudación, etc.

Esta estrategia se basa en la necesidad de optimizar los recursos disponibles para sacar el máximo provecho a los ambientes que se materializan mientras se sigue con la ejecución del proyecto.

Separación del proyecto en etapas con inversión en módulos:

Objetivo: Segmentar y optimizar la inversión para que el dinero disponible sea invertido en la creación de espacios útiles y flexibles en sus usos.

El presupuesto total de la obra será dividido en módulos de aproximadamente \$10.000.000.

Se establecen etapas que presentan combinaciones de módulos que permiten materializar locales en principio con lo mínimo e indispensable para que la comunidad pueda comenzar a utilizar las instalaciones para desarrollar las actividades para las que se desarrolla en anteproyecto.

Se divide el presupuesto total de la obra en 31 módulos de aproximadamente \$10.000.000.

División de la inversión en etapas:

Cada etapa se conforma por módulos de inversión donde se detalla para cada ítem el porcentaje del total que se materializa en la tabla del anexo III.

Cada etapa tendrá objetivos distintos y la suma de las partes concluirá en la inversión total con la edificación terminada.

Objetivo general:

Buscar a través de inversión modular la creación de lugares de reunión con posibilidad múltiples usos priorizando la flexibilidad del ambiente, esto permitirá ir desarrollando las actividades necesarias: misa, encuentros comunitarios y eventos de recaudación sin que la ejecución del anteproyecto esté completa.

Etapa 1: construcción de SUM - edificio complementario

Objetivo:

Establecer un lugar estanco a los agentes atmosféricos que permita desarrollar actividades varias. Se construyeron en primera instancia los ambientes con lo mínimo e indispensable para ser utilizado. Las terminaciones no se contemplan en esta etapa, se dejan para módulos de inversión posteriores.

Módulo 1: consiste en la preparación del terreno, relleno, compactación, excavaciones, comienzo de fundaciones, capa aisladora, mampostería de fundación y elevación, contrapiso y cañerías de desagüe cloacal.

Considera:

Rubro: prep. y mov. de suelos

40% retiro árboles y arbustos de núcleo 2 y 3; 100% Relleno y compactación completa; 100% limpieza y replanteo completo; 100% cartel de obra completo; 50% excavación pilotines; 50% excavación de viga de fundación, 80% excavación zapatas aisladas.

Rubro: estructura resistente.

50% viga de fundación, 15% refuerzos horizontales, 80% hormigón columnas, 80% hormigón zapata aislada, 50% hormigón para pilotines.

Rubro: albañilería.

50% mampostería de fundación, 20% de mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: capa aisladora

50% capa aisladora.

Rubro: contrapiso.

50% de contrapiso.

Rubro: instalaciones sanitarias

13% desagües cloacales.

Módulo 2: consiste en continuación en mampostería, comienzo de viga de encadenado superior de hormigón armado y colocación de algunas ventanas.

Considera:

Rubro: albañilería

60% mampostería de elevación de 20 cm; 30% mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: estructura resistente.

50% hormigón armado viga de encadenado superior; 50% refuerzos antepecho; 45% refuerzo horizontal; 50% refuerzo dintel; 60% vigas aéreas H-25.

Rubro: carpintería.

50% ventana V1; 14% ventana V2.

Módulo 3: consiste en la colocación de la estructura metálica para sostén de la cubierta.

Considera:

Rubro: estructura resistente.

100% perfil IPN 200; 35% correa metálica 140x60x20x3,2

Módulo 4: consiste en colocación de estructura metálica para cubierta, cubierta, mampostería de carga, colocación de aberturas, instalación de agua, cloaca e instalación eléctrica.

Considera:

Rubro: estructura resistente.

15% correa metálica 140x60x20x3,2.

Rubro: albañilería.

40% muro de carga.

Rubro: cubierta.

65% babeta de chapa galvanizada N°25; 50% chapa galvanizada sinusoidal N° 25.

Rubro: carpinterías.

20% puerta P1; 50% puerta P2; 100% ventana V3.

Rubro: instalaciones sanitarias.

34% instalación de agua; 10% instalación cloacal.

Rubro: instalación eléctrica.

17% instalación eléctrica.

Concluida la ejecución del módulo 4 se da cumplimiento al objetivo creando un lugar operativo con posibilidad de usos flexibles.

En este punto se tiene un lugar estanco a los agentes atmosféricos que permiten el desarrollo de actividad que se requiera.

Se busca que este lugar pueda ser utilizado para dar las celebraciones en primer momento con una baja inversión respecto al total del anteproyecto.

Finalizada la etapa 1 de inversión que cuenta con 4 módulos se dispone de los siguientes ambientes: Salón de usos múltiples/comedor; depósito; cocina; baño de discapacitados para uso mixto. El área resultante construida en esta etapa se presenta en [Figura 64].

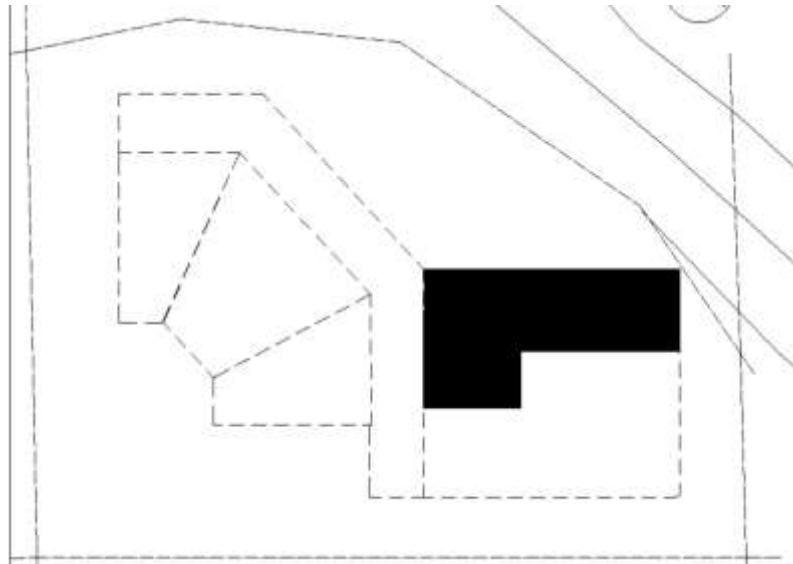


Figura 64. Área construida en negro (fuente: elaboración propia).

Etapa 2: Construcción nave y revegetación - edificio iglesia y predio

Objetivos:

1. Crear el espacio propio con lo mínimo para officiar la misa y ceremonias.
2. Aumentar la capacidad de concurrentes a misa y mejorar la comodidad de los fieles.
3. Comenzar el parqueizado y plantado de árboles cumpliendo con el plan de revegetación.

Módulo 5: consiste en tala de árboles restantes, plantación de árboles y arbustos, preparación del terreno, relleno, compactación, excavaciones, fundaciones, capa aisladora y mampostería.

Considera:

Rubro: prep. y mov. de suelos.

60% retiro de árboles y arbustos; 100% limpieza y replanteo; 25% excavación para pilotines; 25% excavación para vigas de fundación; 70% excavación para zapatas y 100% relleno y compactación.

Rubro: estructura resistente.

25% viga de fundación; 10% refuerzos horizontales; 55% hormigón columnas; 70% hormigón zapata aislada; 25% hormigón para pilotines.

Rubro: albañilería

50% mampostería de fundación; 10% de mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: capa aisladora
50% capa aisladora.

Rubro: obras varias
100% colocación árbol
100% colocación arbustos

Módulo 6: consiste en mampostería, viga de encadenado superior de hormigón armado y puertas de ingreso.

Considera:

Rubro: albañilería.
30% mampostería de elevación de 20 cm; 65% mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: estructura resistente.
12% hormigón armado viga de encadenado superior; 50% refuerzos antepecho; 25% refuerzo horizontal; 50% refuerzo dintel; 40% vigas aéreas H-25.

Rubro: carpintería.
20% puertas P1.

Módulo 7: consiste en contrapiso, en la colocación de la estructura metálica para sostén de la cubierta.

Considera:

Rubro: estructura resistente.
100% Cabriada metálica VM2; 100% Cabriada metálica VM3.

Rubro: contrapiso.
45% de contrapiso

Módulo 8: consiste en estructura metálica para cubierta.

Considera:

Rubro: estructura resistente.
75% correa metálica 160x60x20x2,5.

Módulo 9: cubierta, mampostería de carga e instalación eléctrica parcial.

Considera:

Rubro: albañilería
40% muro de carga.

Rubro: cubierta.
100% babeta de chapa galvanizada N°25; 100% limahoya de chapa galvanizada; 75% chapa galvanizada sinusoidal N° 25.

Rubro: instalaciones sanitarias
34% instalación de agua; 10% instalación cloacal.

Rubro: instalación eléctrica.
30% instalación eléctrica.

El área resultante construida hasta esta etapa se presenta en [Figura 65].

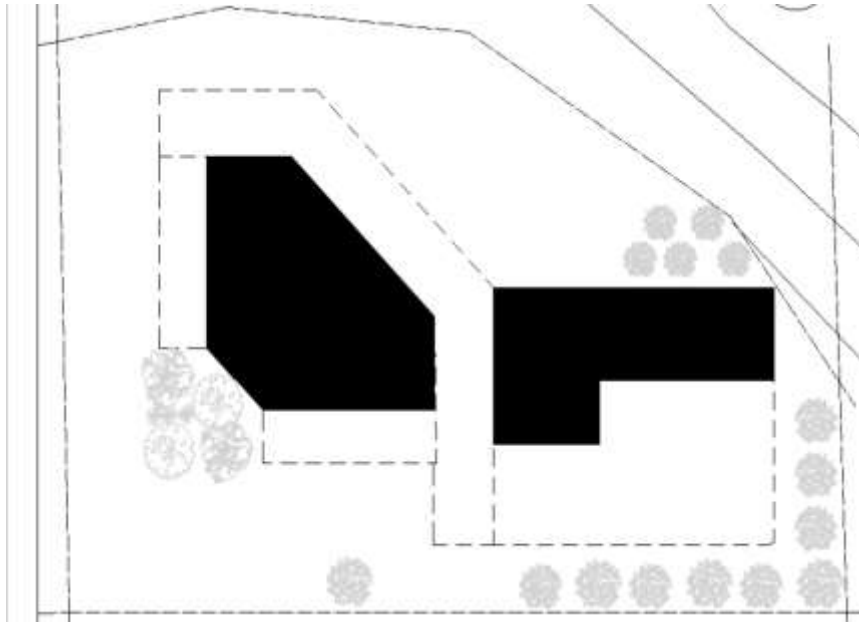


Figura 65. Área construida en negro (fuente: elaboración propia).

Etapa 3: construcción de alas educativa y administrativa - edificio iglesia

Objetivo:

1. Comenzar la construcción de las alas educativa y administrativa con lo mínimo e indispensable para comenzar a operar.

Módulo 10: consiste en excavaciones, fundaciones, capa aisladora, mampostería de fundación y elevación, contrapiso y cañerías de desagüe cloacal

Considera:

Rubro: prep. y mov. de suelos

25% excavación pilotines; 35% excavación de viga de fundación; 6% excavación zapatas aisladas.

Rubro: estructura resistente.

35% viga de fundación; 26% refuerzos horizontales; 9% hormigón columnas; 6% hormigón zapata aislada; 25% hormigón para pilotines; 50% refuerzo en antepecho; 50% refuerzo en dintel.

Rubro: albañilería.

50% mampostería de fundación; 30% de mampostería de elevación de 20 cm; 15% de mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: capa aisladora

50% capa aisladora.

Rubro: contrapiso.

16% de contrapiso.

Rubro: instalaciones sanitarias

55% desagües cloacales.

Módulo 11: consiste en continuación en mampostería, comienzo de viga de encadenado superior de hormigón armado, colocación de correas e inicio del techo.

Considera:

Rubro: albañilería

30% mampostería de elevación de 20 cm; 15% mampostería de elevación de 15 cm; 60% mampostería de carga.

Rubro: estructura resistente.

88% hormigón armado viga de encadenado superior; 20% refuerzo horizontal; 10% vigas aéreas H-25; 5% correa metálica.

Módulo 12: consiste en colocación de carpinterías, instalaciones sanitarias y eléctricas, correas y chapas para continuación del techo.

Rubro: estructura resistente.

20% correa metálica 140x60x20x3,2.

Rubro: cubierta.

25% chapa sinusoidal N°25.

Rubro: carpintería.

100% P1; 100% P2; 100% V1; 100% V2; 100% V4; 100% V5.

Rubro: instalación sanitaria.

100% instalación de agua; 45% instalación cloacal.

Rubro: instalación eléctrica.

28% instalación eléctrica.

El área resultante construida hasta esta etapa se presenta en [Figura 66].

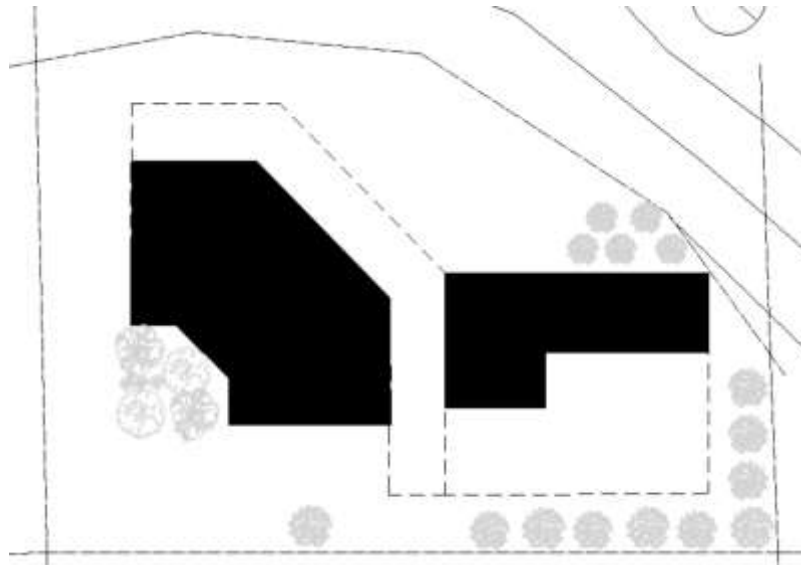


Figura 66. Área construida en negro (fuente: elaboración propia).

Etapa 4: construcción de dormitorios y baños - edificio complementario

Objetivo:

1. Comenzar la construcción de dormitorios y baños con lo mínimo e indispensable para comenzar a operar.

Módulo 13: consiste en excavaciones, comienzo de fundaciones, capa aisladora, mampostería de fundación y elevación, contrapiso y cañerías de desagüe cloacal.

Considera:

Rubro: prep. y mov. de suelos

50% excavación pilotines; 50% excavación de viga de fundación, 20% excavación zapatas aisladas.

Rubro: estructura resistente.

50% viga de fundación; 13% refuerzos horizontales; 20% hormigón columnas; 20% hormigón zapata aislada; 50% hormigón para pilotines; 32% hormigón armado viga de encadenado superior; 25% refuerzo en antepecho; 25% refuerzo en dintel.

Rubro: albañilería.

50% mampostería de fundación, 35% de mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: capa aisladora

50% capa aisladora.

Rubro: contrapiso.

50% de contrapiso.

Rubro: instalaciones sanitarias.

19% desagües cloacales.

Módulo 14: consiste en la culminación de la mampostería de elevación y la continuación de estructura resistente.

Rubro: estructura resistente.

27% refuerzos horizontales; 18% hormigón armado viga de encadenado superior; 25% refuerzo en antepecho; 25% refuerzo en dintel; 40% vigas aéreas H-25; 23% correa metálica 140x60x20x3,2.

Rubro: albañilería.

40% mampostería de elevación de 20 cm; 15% de mampostería de elevación de 15 cm.

Módulo 15: consiste en la culminación de la mampostería de carga y la culminación de estructura resistente y cubierta.

Rubro: estructura resistente.

27% correa metálica 140x60x20x3,2.

Rubro: albañilería.

60% mampostería de carga.

Rubro: cubierta.

50% babeta de chapa galvanizada N°25; 35% chapa galvanizada sinusoidal N° 25.

Rubro: carpintería.

60% P1; 50% P2; 50% V1; 86% V2.

Rubro: instalaciones sanitarias

17% instalación de agua.

Módulo 16: consiste en realización de instalaciones de agua, cloaca y eléctricas.

Rubro: instalaciones sanitarias

49% instalación de agua; 38% instalación cloacal.

Rubro: instalación eléctrica.

23% instalación eléctrica.

El área resultante construida hasta esta etapa se presenta en [Figura 67].

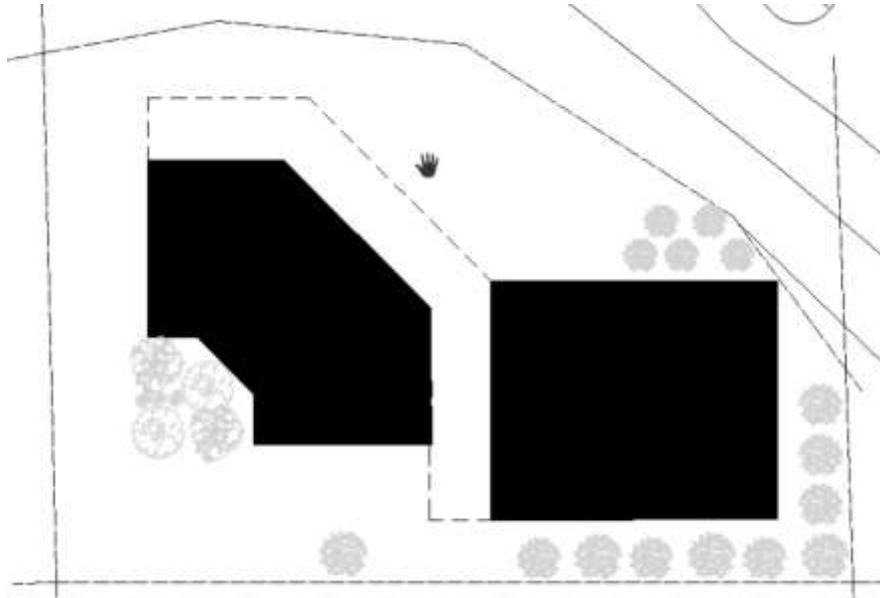


Figura 67. Área construida en negro (fuente: elaboración propia).

Etapa 5: terminaciones nave - edificio iglesia

Objetivo:

1. Comenzar las terminaciones en la nave de la iglesia.

El área a intervenir en esta etapa se presenta en [Figura 68].

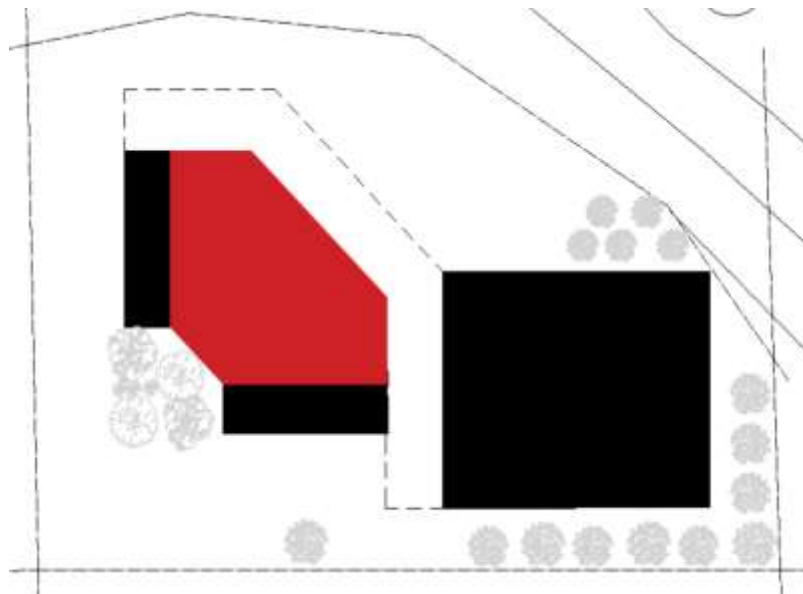


Figura 68. Área a intervenir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 17: consiste en agregar carpinterías y terminaciones estéticas con cielorraso y revoque.

Rubro: cielorraso.

75% suspendido de placas de yeso junta tomada.

Rubro: revoques.

50% jaharro + enlucido a la cal.

Rubro: carpinterías.

40% P3; 100% V3.

Módulo 18: consiste en colocar pisos y pintura.

Rubro: pisos y zócalos.

75% solado porcelanato pulido, 60x60 cm con cantoneras de aluminio; 40% zócalo porcelanato pulido.

Rubro: pinturas.

50% muros interiores al látex.

Etapas 6: terminaciones alas administrativa y educativa - edificio iglesia

Objetivo:

1. Comenzar las terminaciones en las alas: administrativa y educativa.

El área a intervenir en esta etapa se presenta en [Figura 69].

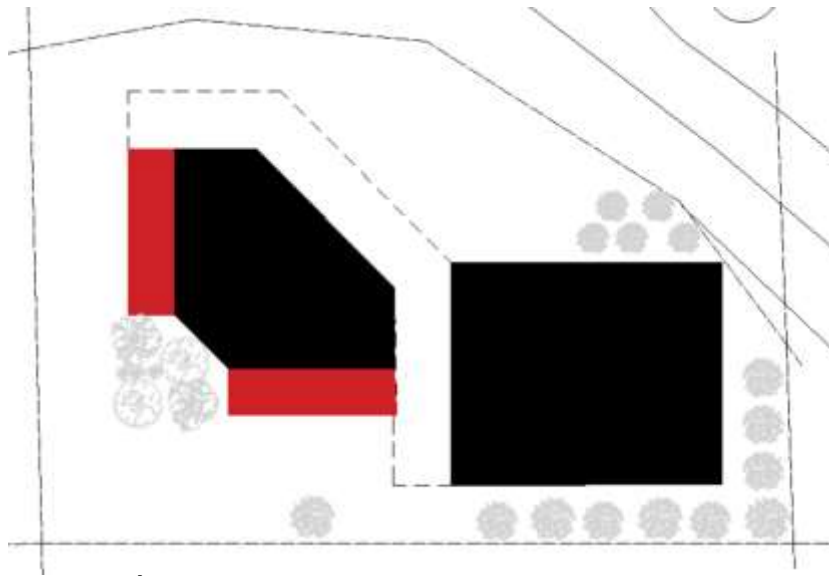


Figura 69. Área a intervenir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 19: consiste en pintar paredes, colocación de cielorraso, revoques, cerámicos en baño y pisos.

Rubro: cielorraso.

25% suspendido de placas de yeso junta tomada.

Rubro: revoques.

50% jaharro + enlucido a la cal; 100% interior grueso a la cal c/azotado hidrof. bajo revestimiento.

Rubro: pisos y zócalos.

25% solado porcelanato pulido, 60x60 cm con cantoneras de aluminio; 60% zócalo porcelanato pulido.

Rubro: revestimientos.

100% revestimiento cerámico en baño.

Rubro: pinturas.

50% muros interiores al látex.

Etapas 7: terminaciones - edificio complementario

Objetivo:

1. Comenzar las terminaciones en el edificio complementario.

El área a intervenir en esta etapa se presenta en [Figura 70].

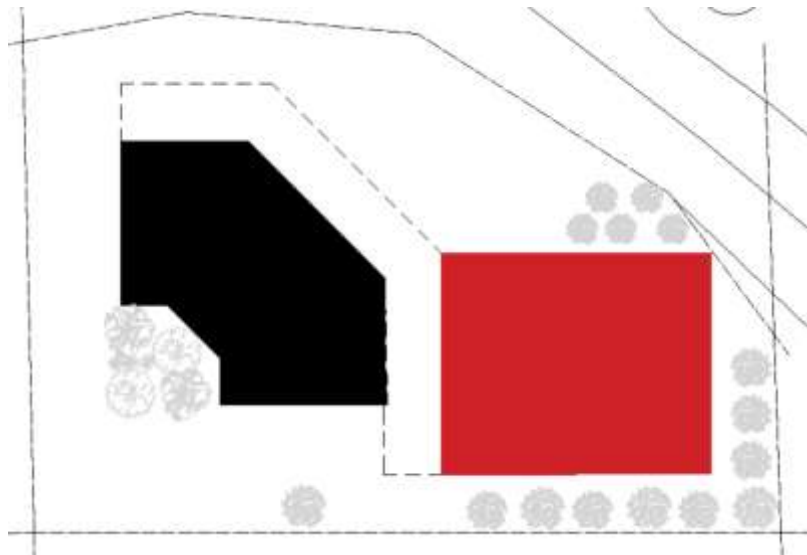


Figura 70. Área a intervenir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 20: consiste en la colocación de cielorraso, revoques y revestimiento.

Rubro: cielorraso.

5% suspendido de placas de yeso junta tomada.

Rubro: revoques.

100% jaharro + enlucido a la cal; 100% interior grueso a la cal c/azotado hidrof. bajo revestimiento.

Rubro: revestimientos.

100% revestimiento cerámico en baño; 100% revestimiento cerámico en cocina.

Módulo 21: consiste en la colocación de cielorraso y pisos.

Rubro: cielorraso.

95% suspendido de placas de yeso junta tomada.

Rubro: pisos y zócalos.

24% solado porcelanato pulido, 60x60 cm con cantoneras de aluminio; 100% cemento fratasado.

Módulo 22: consiste en la colocación de pisos, zócalos y la culminación de los desagües cloacales.

Rubro: pisos y zócalos.

55% solado porcelanato pulido, 60x60 cm con cantoneras de aluminio; 30% zócalo de porcelanato pulido.

Rubro: instalaciones sanitarias.

20% instalación cloacal.

Módulo 23: consiste en la colocación de carpinterías, pisos, zócalos y la culminación de la instalación eléctrica.

Rubro: pisos y zócalos.

21% solado porcelanato pulido, 60x60 cm con cantoneras de aluminio; 70% zócalo de porcelanato pulido.

Rubro: carpinterías.

100% P3; 100% V3.

Rubro: instalación eléctrica.

50% instalación eléctrica.

Módulo 24: consiste en culminar la instalación eléctrica, colocar la mesada de cocina y pintar el interior.

Rubro: instalación eléctrica.

10% instalación eléctrica.

Rubro: pinturas.

100% muros interiores al látex.

Rubro: obras varias.

100% mesada granito gris mara.

Etapa 8: construcción muro medianero - predio

Objetivo:

1. Construcción de muro medianero.

El muro medianero a construir en esta etapa se presenta en [Figura 71].

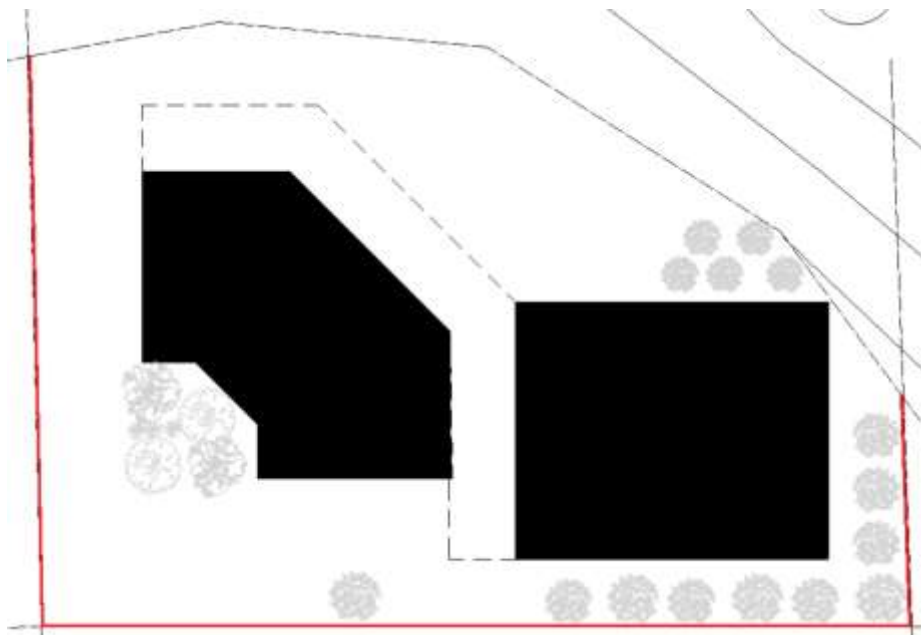


Figura 71. Muro medianero a construir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 25: consiste en construir el muro medianero a todo el predio y se culmina un porcentaje de instalación eléctrica.

Rubro: prep. y mov. de suelos.

50% excavación pilotines; 40% excavación de viga de fundación.

Rubro: estructura resistente.

40% viga de fundación, 19% refuerzos horizontales, 50% hormigón para pilotines, 100% H° A° p/ refuerzos verticales en muro medianero.

Rubro: albañilería.

100% de mampostería de elevación de 15 cm.

Rubro: instalación eléctrica.

10% instalación eléctrica.

Etapa 9: construcción galería - edificio iglesia

Objetivo:

1. Construir el atrio de la iglesia y su galería.

Módulo 26: consiste en comenzar a materializar la losa de galería y construcción del desagüe pluvial.

Rubro: prep. y mov. de suelos.

24% excavación de zapata aislada.

Rubro: estructura resistente.

36% hormigón columnas; 24% hormigón zapata aislada; 20% hormigón para losa de viguetas; 50% Hormigón para vigas aéreas.

Rubro: contrapiso.

36% contrapiso.

Rubro: instalaciones sanitarias.

100% desagüe pluvial

Rubro: instalación eléctrica.

12% instalación eléctrica.

Módulo 27: consiste en continuar con la losa, contrapiso y comenzar con solado para galería.

Rubro: estructura resistente.

80% hormigón para losa de viguetas.

Rubro: contrapiso.

3% contrapiso.

Rubro: pisos y zócalos.

28% solado de mosaico granítico para galería.

Módulo 28: consiste en colocar cielorraso a galería, continuar con el piso y sus zócalos.

Rubro: pisos y zócalos.

72% solado de mosaico granítico para galería; 100% zócalo granítico para galería.

Rubro: cielorraso.

100% suspendido de placas cementicias junta tomada.

El área resultante construida hasta esta etapa se presenta en [Figura 72].

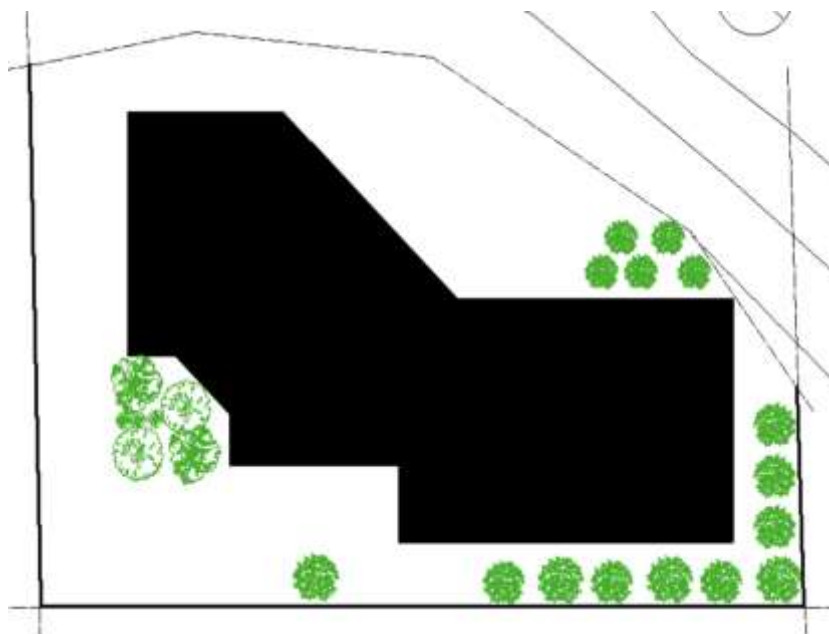


Figura 72. Área construida en negro (fuente: elaboración propia).

Etapa 10: construcción fachada y terminaciones exterior - edificio iglesia

Objetivo:

1. Construir fachada, colocar césped y culminar electricidad en iglesia.

El área a intervenir en esta etapa se presenta en [Figura 73].

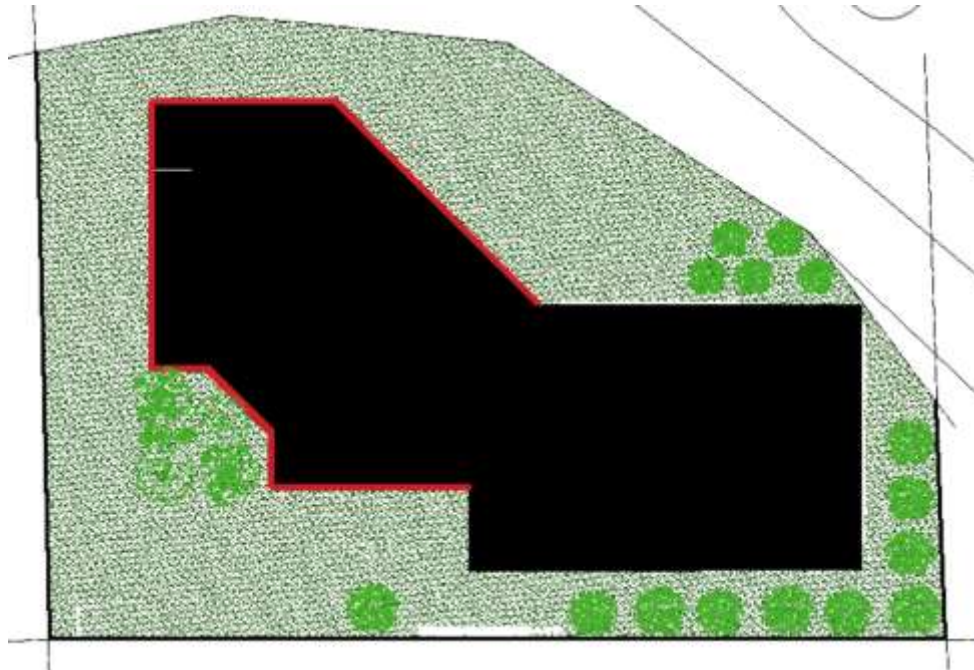


Figura 73. Área a intervenir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 29: consiste en realizar la fachada de la iglesia, terminar revoques exteriores, continuar con instalación eléctrica y culminar el plan de revegetación.

Rubro: albañilería.

10% mampostería de elevación de 20.

Rubro: revoques.

Exterior completo a la cal 100%

Rubro: obras varias.

100% colocación césped.

Módulo 30: consiste en su mayoría en completar el pintado del edificio, revestir la fachada en madera y finalizar la instalación eléctrica.

Rubro: pinturas.

100% muros interiores al látex; 100% muros exteriores al látex; 100% muros exterior pintura texturizada; 100% cetol deck satinado al agua; 100% pintura efecto hormigón con protector acrílico transparente.

Rubro: madera

100% tablas eucaliptus 1/2 x 6 p/ revestimiento cruz; 100% tablas eucaliptus 1/2 x 6 p/ revestimiento columnas; 100% madera aserrada pino 4 x 8 p/ parasol.

Rubro: instalación eléctrica.

20% instalación eléctrica.

Etapa 11: terminaciones exteriores - edificio complementario

Objetivo:

1. Realizar terminaciones en exterior.

El área a intervenir en esta etapa se presenta en [Figura 74].

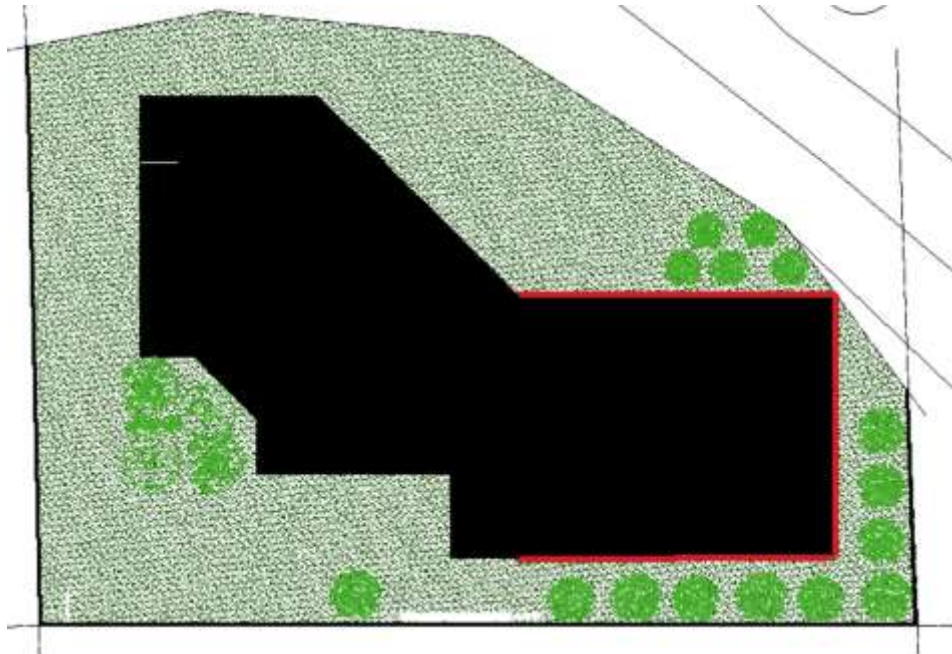


Figura 74. Área a intervenir en rojo (fuente: elaboración propia).

Módulo 31: consiste en realizar el revoque en exterior y culminar con pintura en exterior.

Rubro: revoques.

100% exterior completo a la cal.

Rubro: pinturas.

100% muros exteriores al látex; 100% muros exterior pintura texturizada en fachada.

Se presentan 11 etapas que contienen en total 31 módulos de inversión. Si se considera necesario podrá alterarse el orden de las mismas dependiendo los objetivos que se requieran a la hora de la materialización.

Los autores presentan esta sucesión de etapas contemplando los objetivos descritos, las mismas pueden realizarse de a una o en simultáneo.

La curva de inversión modular [Figura 75] refleja un resumen de la propuesta de inversión presentada de manera gráfica; la misma no detalla cómo se distribuye la inversión temporalmente, sino que considera aplicado el total de la inversión en cada punto.

La tabla del plan de inversión modular en la cual se visualizan las inversiones desglosadas por ítem en cada etapa se presenta en el anexo III.

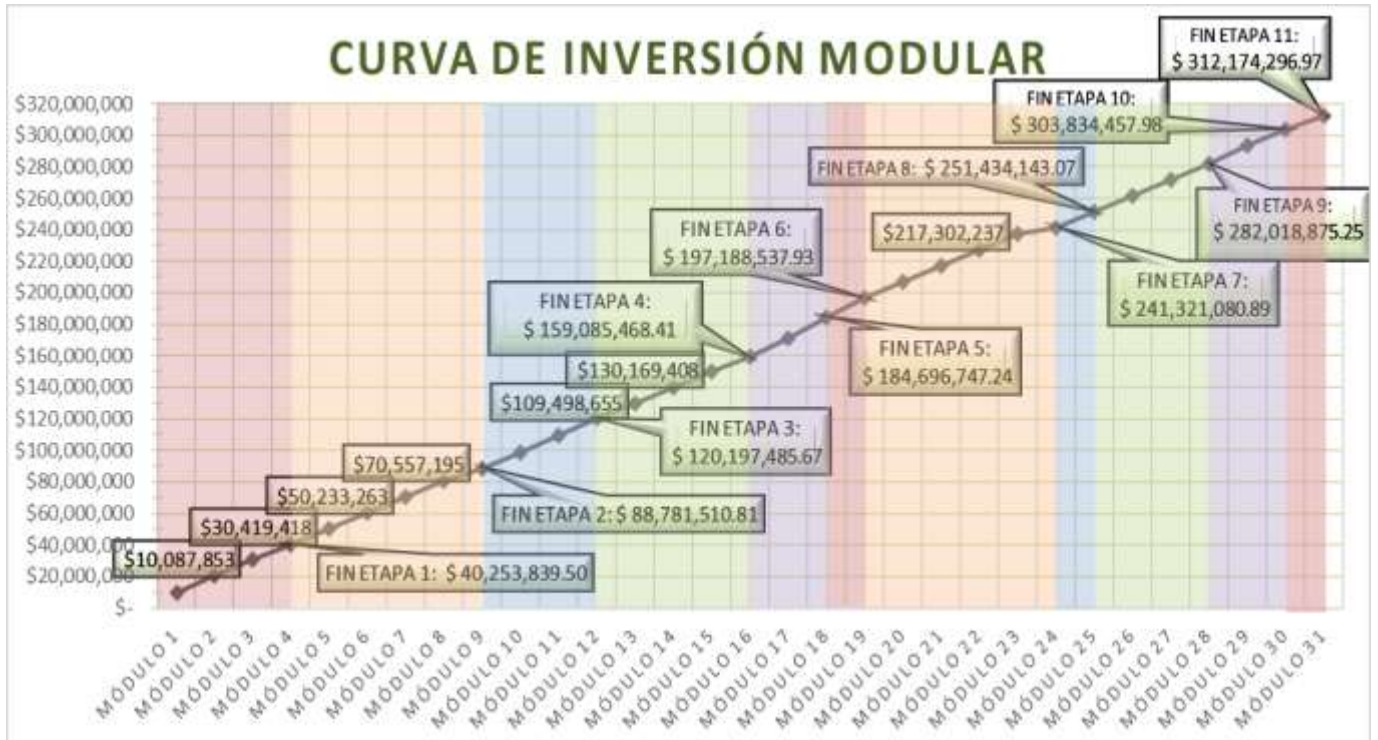


Figura 75. Curva de inversión modular distinguiendo etapas (fuente: elaboración propia).

Capítulo IX. Recomendaciones

Las recomendaciones buscan mejorar o ampliar los resultados obtenidos.

Lo resuelto en este trabajo es el desarrollo del anteproyecto, estudios posteriores pueden investigar y realizar los puntos que quedan fuera de alcance del mismo.

Recomendaciones propuestas:

1. Realización de planificación de la investigación geotécnica. En este trabajo se propone un esquema de prospecciones mínimas a realizar según reglamento.
2. Realización de estudio de las uniones en elementos estructurales con el desarrollo de sus correspondientes detalles constructivos.
3. Plantear alternativas de cubierta en la galería de iglesia a fin de buscar diferentes alternativas en el costo total.
4. Realización de plan de trabajo de la obra considerando que la inversión se realiza en etapas para obtener la curva tiempo versus la inversión acumulada.
5. Estudio de impacto ambiental. Ampliar el plan de revegetación que contempla una porción del estudio de mitigación ambiental.
6. Plantear modificaciones en planos arquitectónicos con el objetivo de integrar los árboles que necesitan ser retirados en este trabajo.
7. Plantear alternativas de construcción con sistemas constructivos no convencionales.

Bibliografía

1. **Sánchez de Romero, Elba Leonor.** 2009. Isla del Cerrito: La singularidad de sus sistemas naturales.
2. **Instituto Geográfico Nacional.** 2005. Carta Topográfica de la República Argentina Hoja 2760 - IV Cuadrante.
3. **Bruniard, Enrique D.** 1978. Geográfica. Revista del Instituto de Geografía número 4: El gran Chaco argentino.
4. **Instituto de Geografía - Facultad de Humanidades - Universidad Nacional del Nordeste.** 2007. Geográfica. Revista del Instituto de Geografía número 14: Atlas Geográfico de la provincia del Chaco Tomo I. El medio natural.
5. **Instituto de ecología, recursos naturales y tecnología - Ministerio de economía - Provincia del Chaco.** 1981. Sistema Fluvial y diseño de avenamiento de la provincia del Chaco.
6. **Administración Provincial del Agua.** 2021. Licitación pública nacional n° 06/2021 : "sistema de desagües cloacales para la localidad de Isla del Cerrito – Chaco."
7. **Neiff, Juan J.** 1986. Ambiente tropical: 1-4. Corrientes.
8. **Torra, Roberto.**1998. Sedimentología del terciario superior de la Isla del Cerrito. Provincia del Chaco. Comunicación Científica y Tecnológica UNNE.
9. **Popolizio, Elíseo.** 1989. Algunos elementos geomorfológicos condicionantes de la organización espacial y las actividades del NEA. Rev. del Centro de Geociencias Aplicadas Facultad de Ingeniería- Facultad de Humanidades. UNNE. 17.
10. **Burriel Bielza, L., Fernández-Cobián, E.** 2015. Le Corbusier. Proyectos para la Iglesia católica.
11. **Vírseda Aizpún, A.** 2014. LE CORBUSIER Y EL PROYECTO PARA SAINTE MARIE DE LA TOURETTE. De la celda al espacio inefable. Tesis Doctoral Tomo I. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
12. **Forqués Puigcerver, N.** 2015. La evolución de la arquitectura sagrada. Revista Cultural Mito n°25 – enlace: <https://revistamito.com/la-evolucion-de-la-arquitectura-sagrada/>
13. **Caroline Humphrey.** 2005. Sacred Architecture.

14. **Alejandra Utrilla Hernández.** 2004. Arquitectura religiosa del siglo XIX.
15. **Morales Folguera, Jose M.** 1979. Arquitectura religiosa posconciliar forma y función.
16. **Bilbao, M.** 1974. Documentos completos del Vaticano II.
17. Reglamentos Cirsoc.
 - a. **CIRSOC 101-2005.** Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras
 - b. **CIRSOC 102-2005.** Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones
 - c. **CIRSOC 201-2005.** Reglamento argentino de estructuras de hormigón
 - d. **CIRSOC 600-2016.** Reglamento argentino de estructuras de madera
 - e. **CIRSOC 301-2005.** Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios.
 - f. **CIRSOC 401-2018.** Reglamento argentino de estudios geotécnicos
18. **García-Asenjo Llana, David.** 2021. Manifiesto arquitectónico paso a paso: Un ensayo sobre la arquitectura contemporánea a través de las iglesias 2a edición.
19. **Flora, Samuel, Inge Linder-Gaillard.** 2020. Sacred Concrete: The Churches of Le Corbusier 2nd edition.
20. **Pozuelo González, José Ignacio.** 2012. Guía de los edificios religiosos del Madrid de 1868
21. **Chandias, Mario E., Ramos, Jose Martin.** 2006. Cómputos y Presupuestos 21a edición.
22. **Trogia G.** 2010. Estructuras de acero con tubos y secciones abiertas conformadas en frío: proyecto por estados límites (tomo 1).
23. **Empresa Obras Sanitarias de la Nación.** 1976. Normas y gráficos de instalaciones sanitarias domiciliarias e industriales.



Trabajo final: Anteproyecto de una iglesia católica en la Isla del Cerrito - Chaco
Escobar Rodríguez G. M – Miño I. A.

ANEXOS

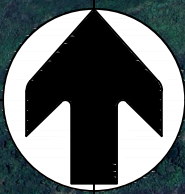
ANEXO I

Planos

INDICE

1. Ubicación general
2. Planta baja
3. Planta de cubierta
4. Cortes
5. Instalaciones sanitarias: Planta baja
6. Instalaciones sanitarias: Cubierta
7. Instalación de agua
8. Instalación de desagüe cloacal: Planta baja
9. Instalación de desagüe cloacal: Cubierta
10. Instalación de desagüe pluvial: Planta baja
11. Instalación de desagüe pluvial: Cubierta
12. Instalación eléctrica
13. Fundaciones
14. Disposición de viguetas, vigas y columnas
15. detalle de vigas y columnas
16. Estructura de cubierta

IMAGEN SATELITAL DE LA ISLA DEL CERRITO



UBICACION DEL ANTEPROYECTO

RIO PARAGUAY

PARAGUAY

RÍO PARANÁ

PROVINCIA DE CORRIENTES

PROVINCIA DEL CHACO

PROVINCIA DE SALTA

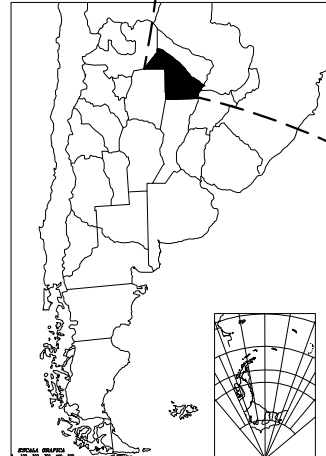
PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

PROVINCIA DE FORMOSA

PROVINCIA DE SANTA FE

PROVINCIA DE CORRIENTES

ARGENTINA



Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste

TRABAJO FINAL

Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco

Plano: Ubicación General

Integrantes:

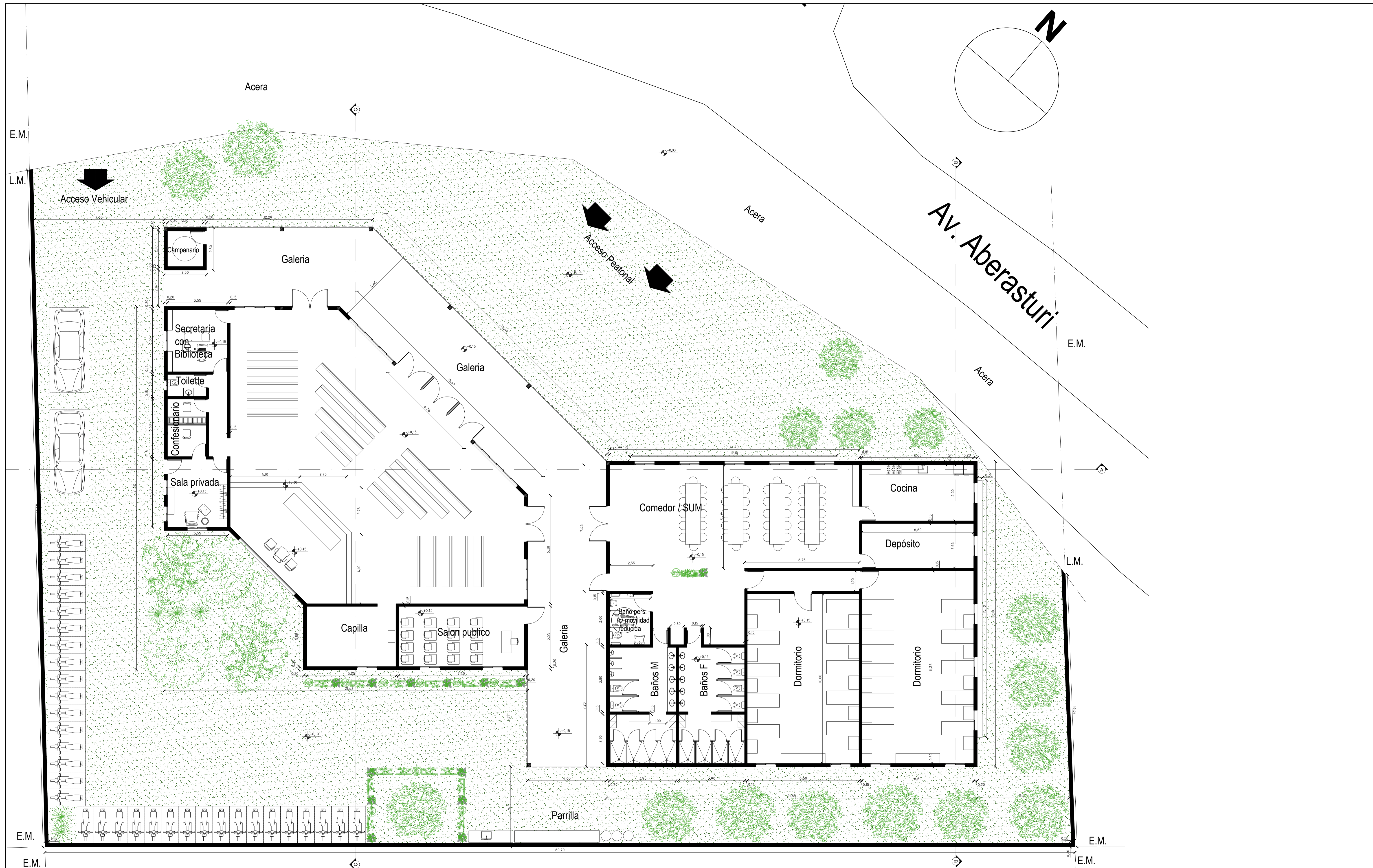
Escobar Rodriguez Gabriel Martin

Miño Ivan Alejandro

Plano n°1

Escalas: Varias

Fecha: 10/2023

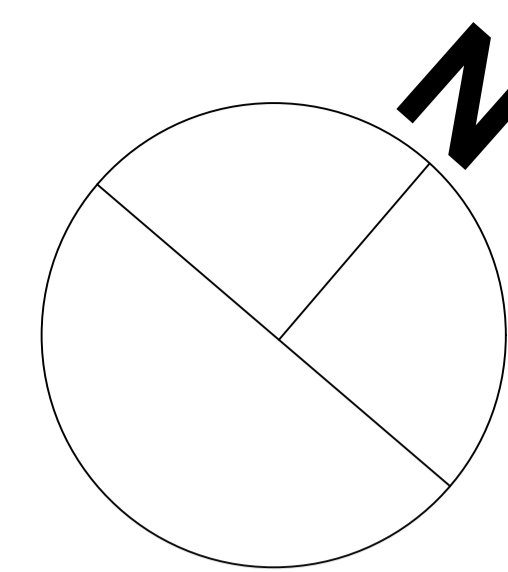


E.M.

L.M.

E.M.

E.M.



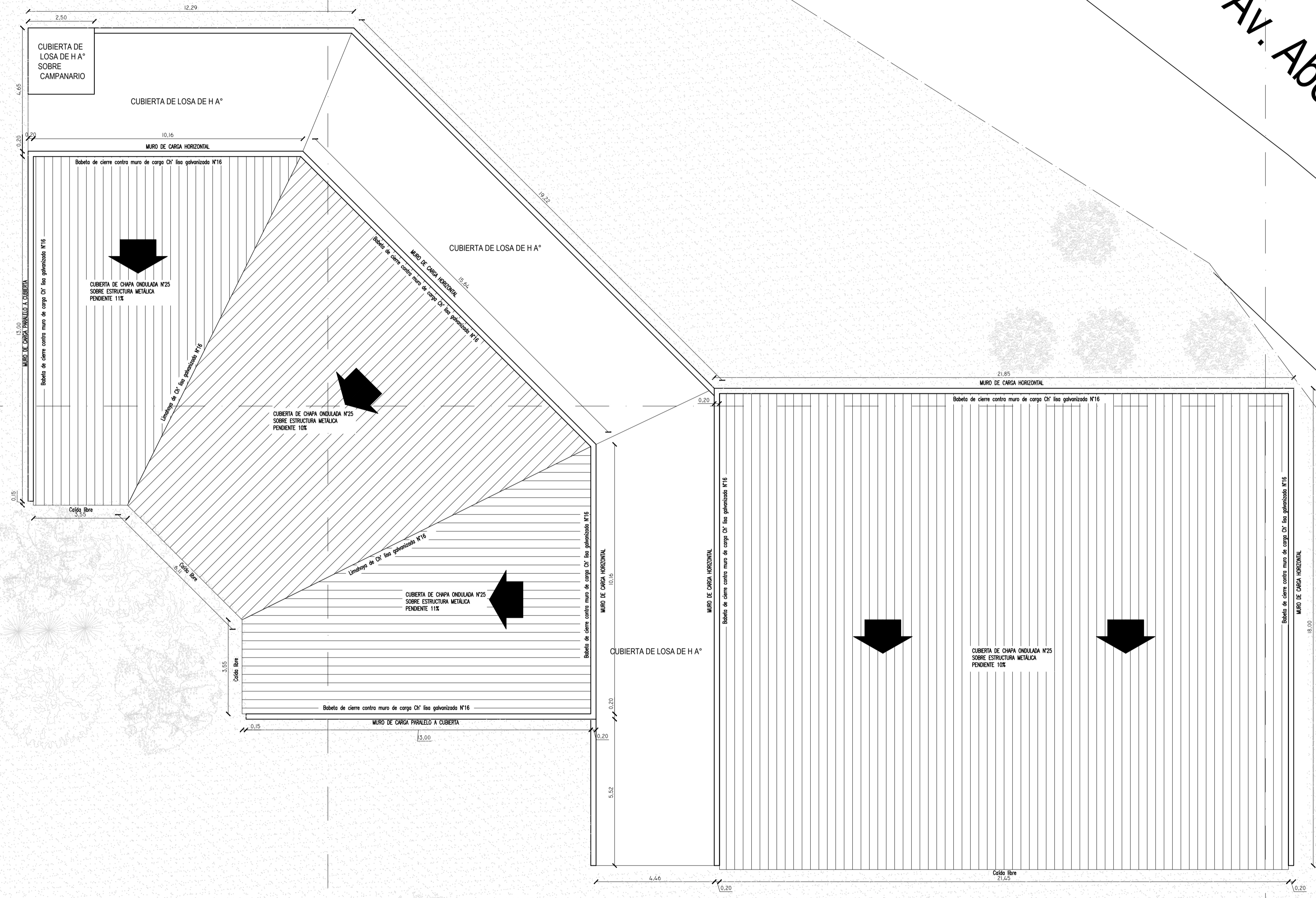
Av. Aberasturi


E.M.

L.M.

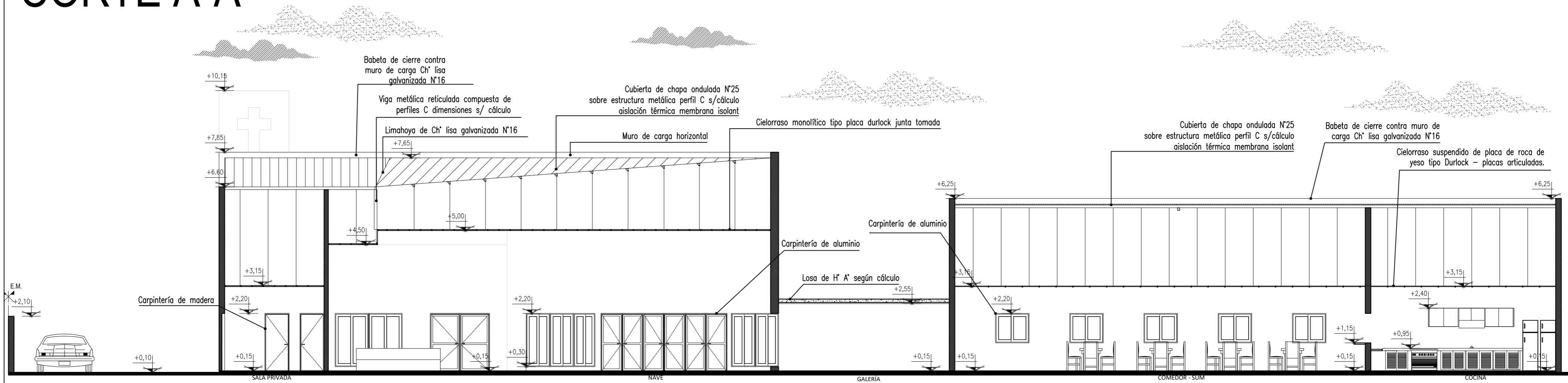
E.M.

E.M.

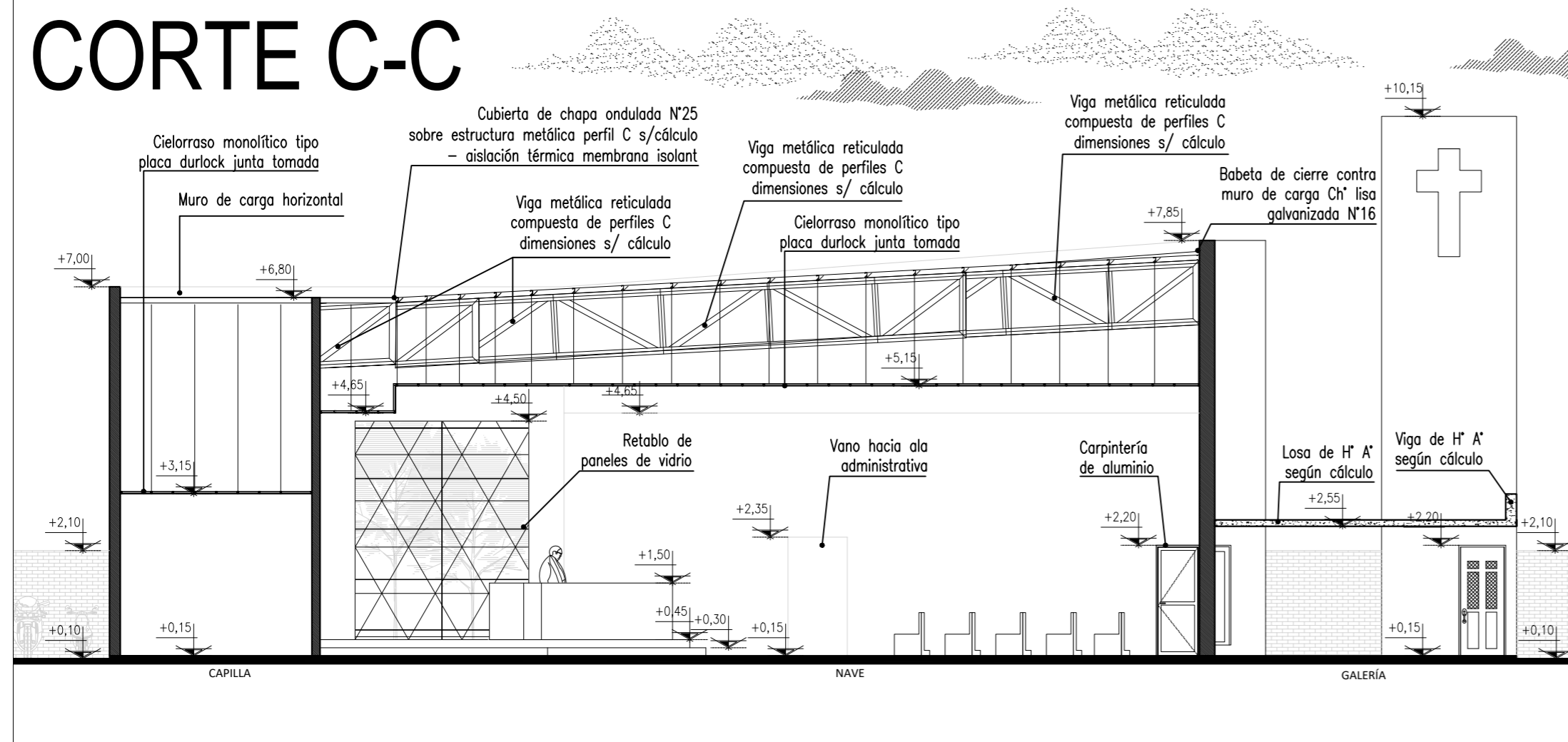


	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
	Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco	
Plano: Planta de Cubierta		
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro	Plano n°3 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023

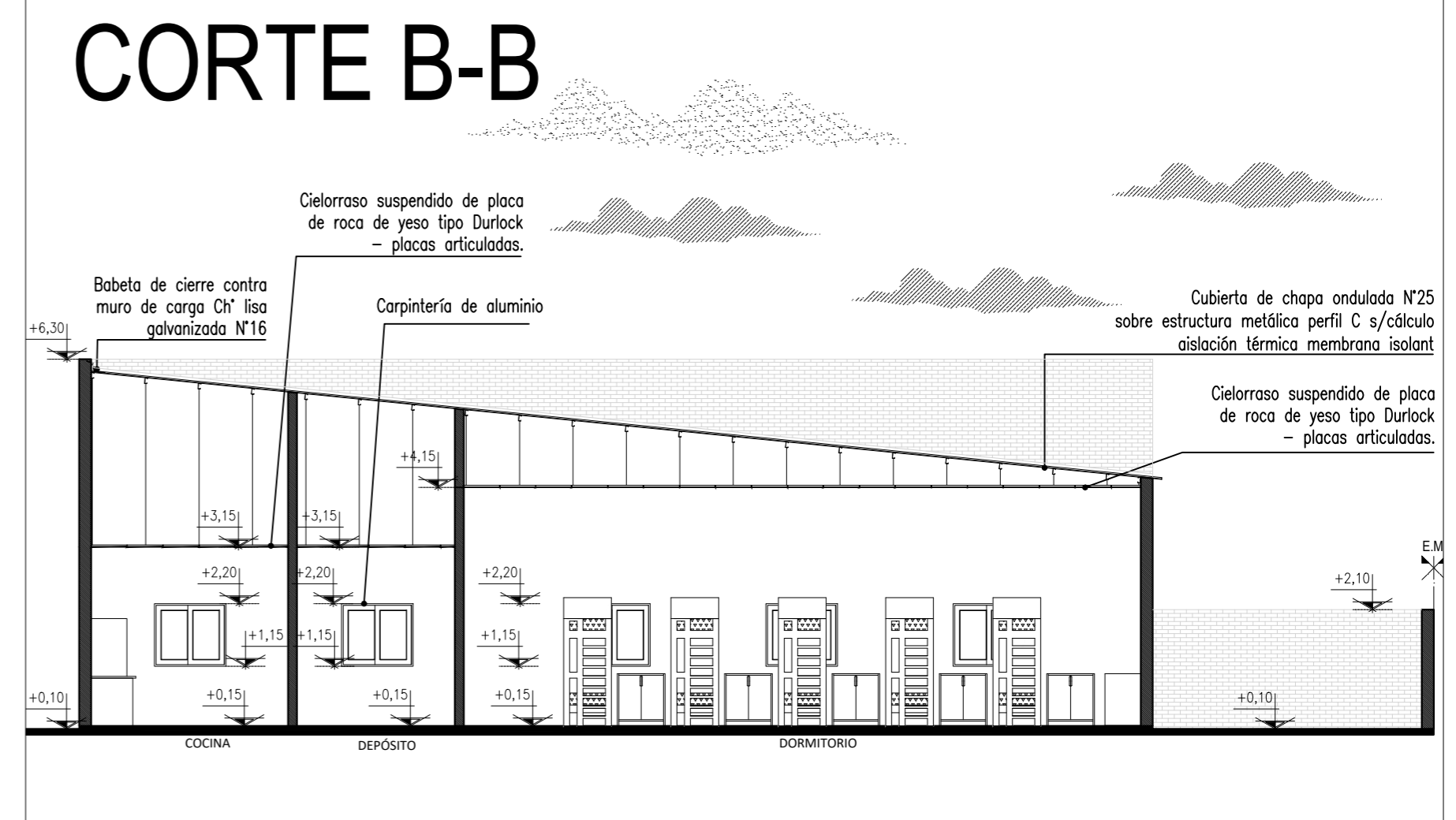
CORTE A-A



CORTE C-C



CORTE B-B



Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste

TRABAJO FINAL

Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco

Plano: Cortes

Integrantes:

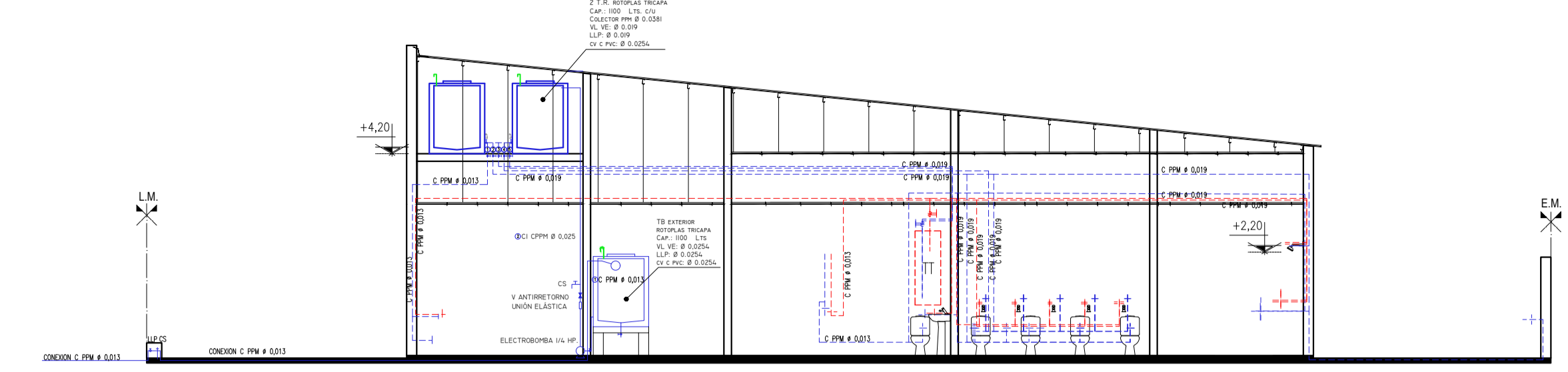
Escobar Rodriguez Gabriel Martin
Miño Ivan Alejandro

Plano n°4

Escala: 1:100

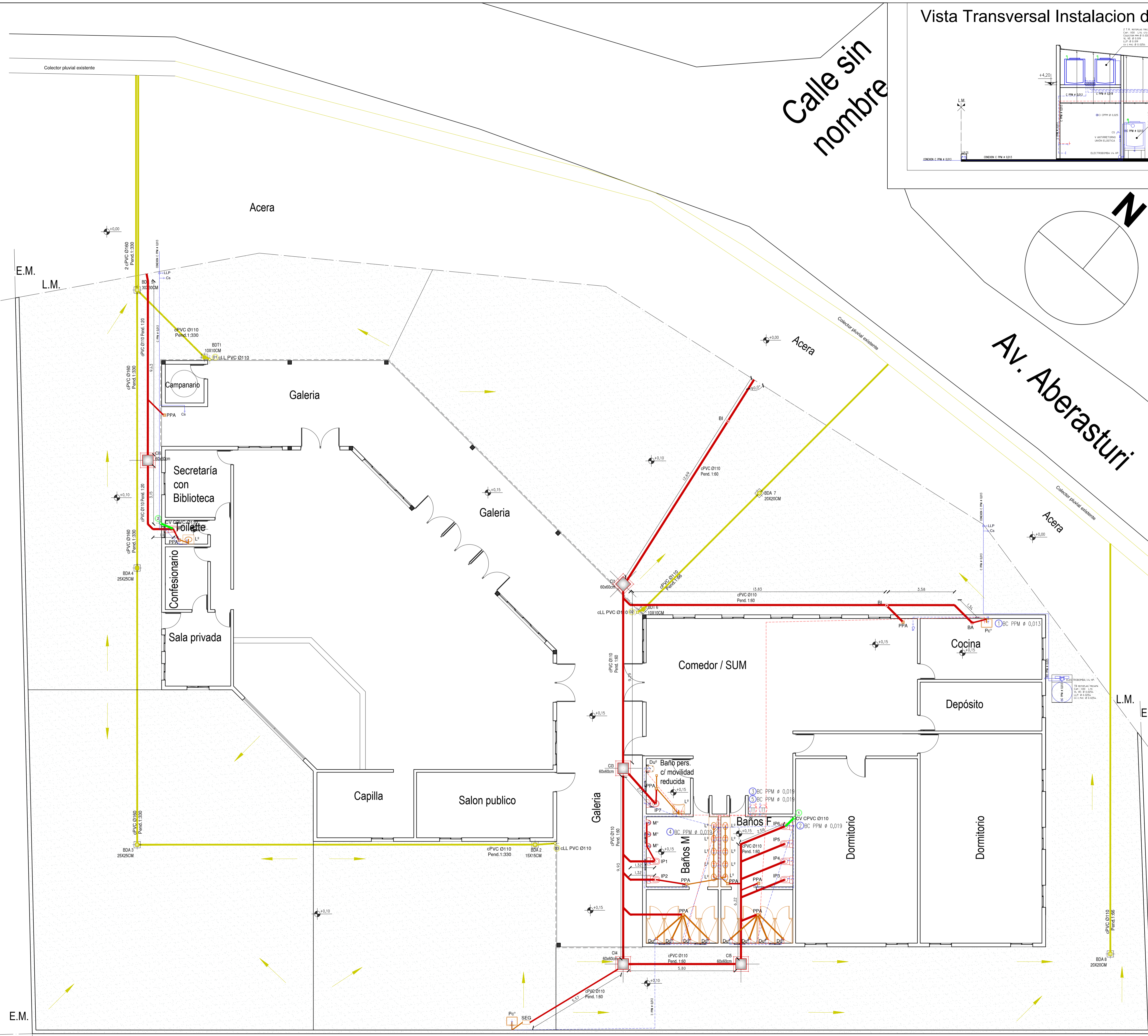
Fecha: 11/2023

Vista Transversal Instalacion de agua



Calle sin nombre

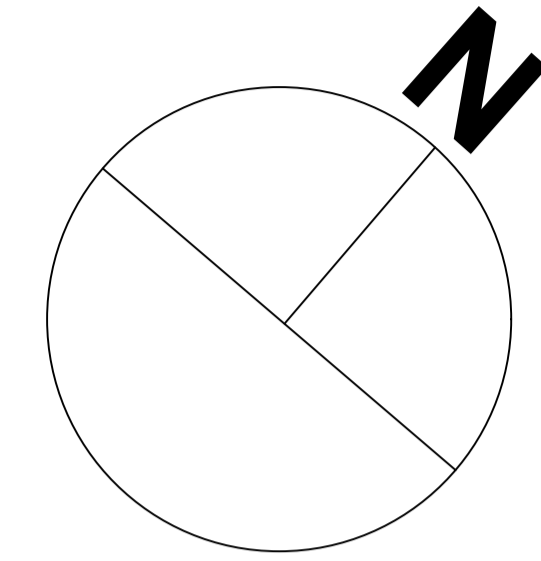
Av. Aberasturi



	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco		
Plano: Instalaciones sanitarias - Planta baja		
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro	Plano n°5 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023

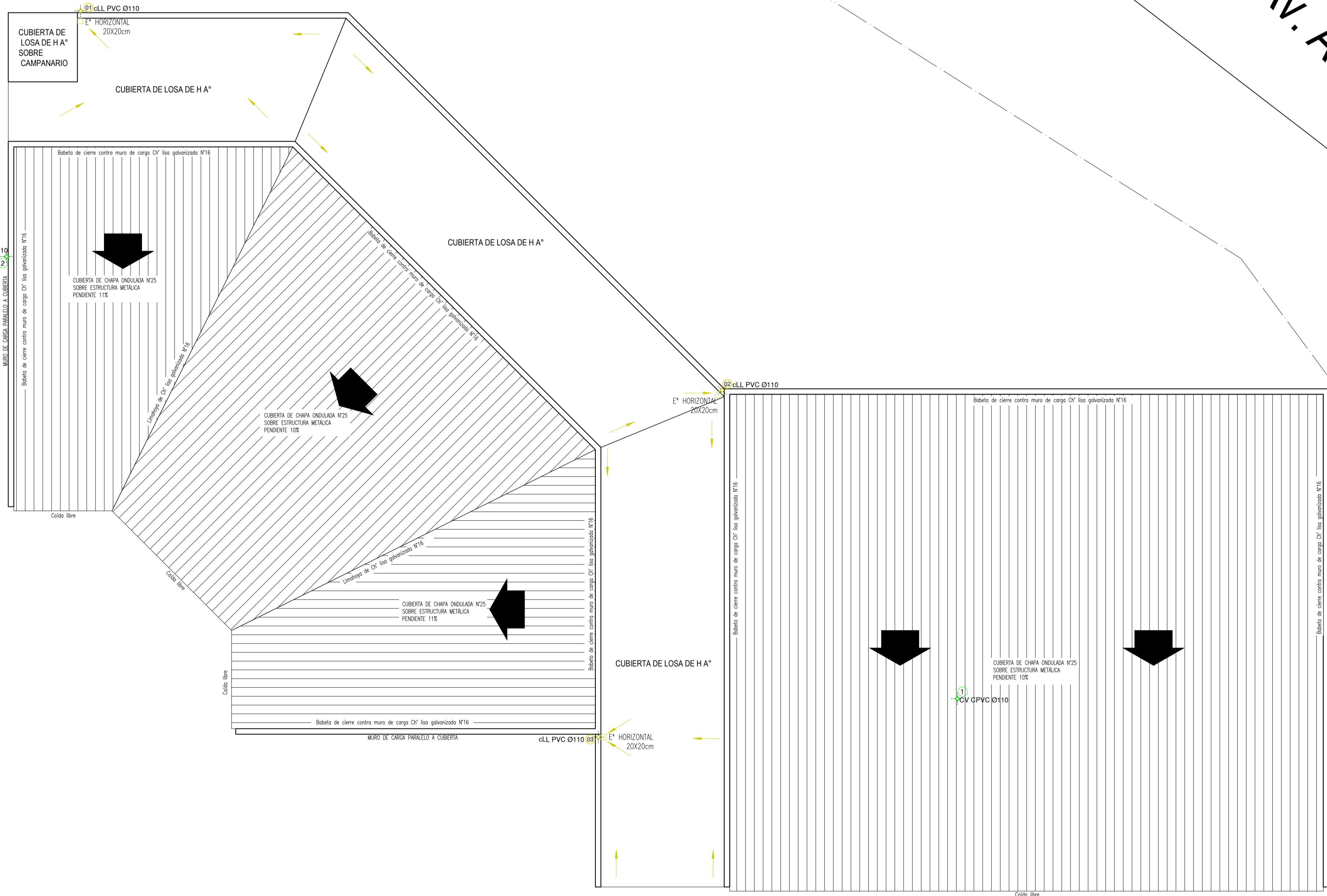
Calle sin nombre

Av. Aberasturi



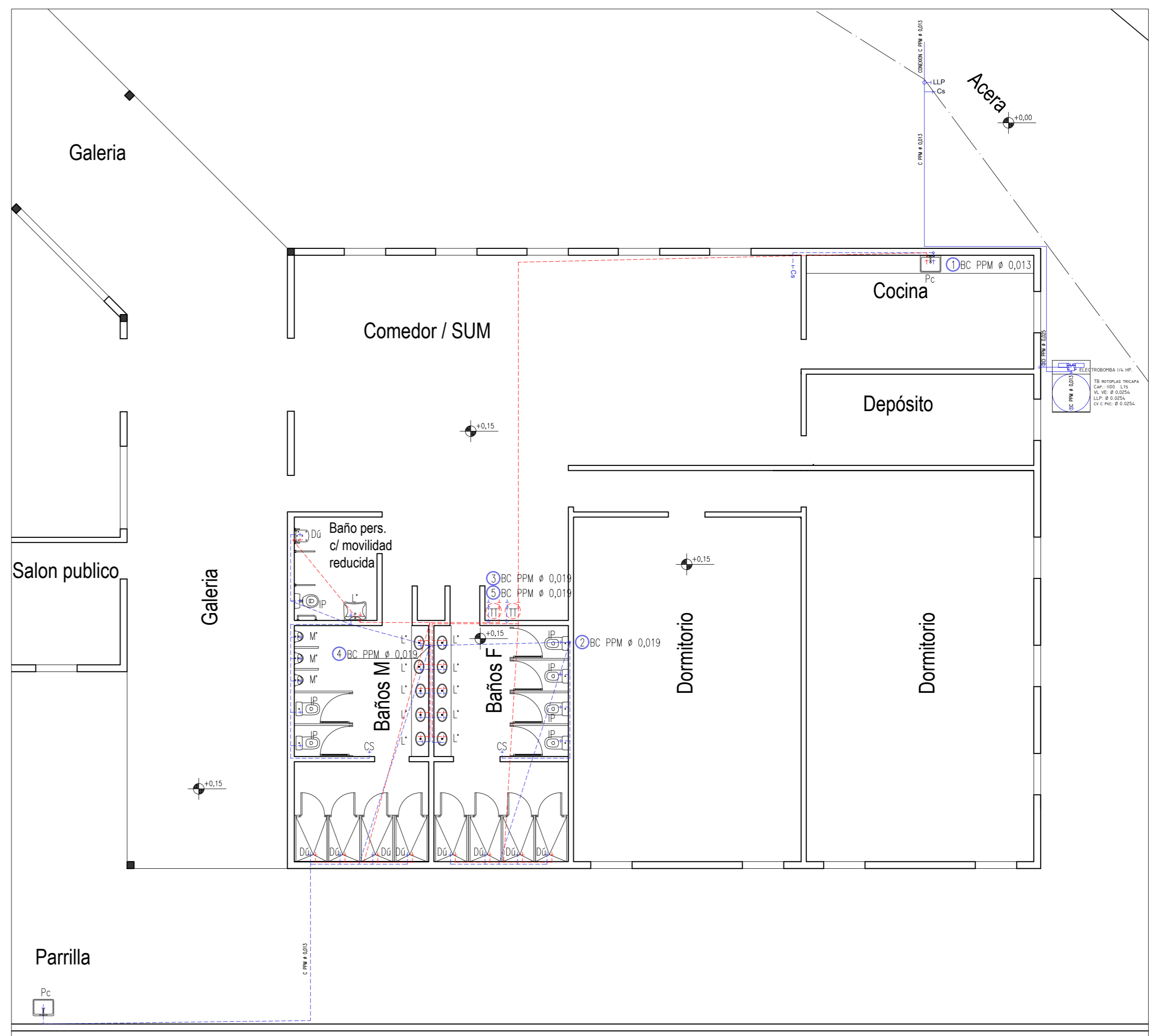
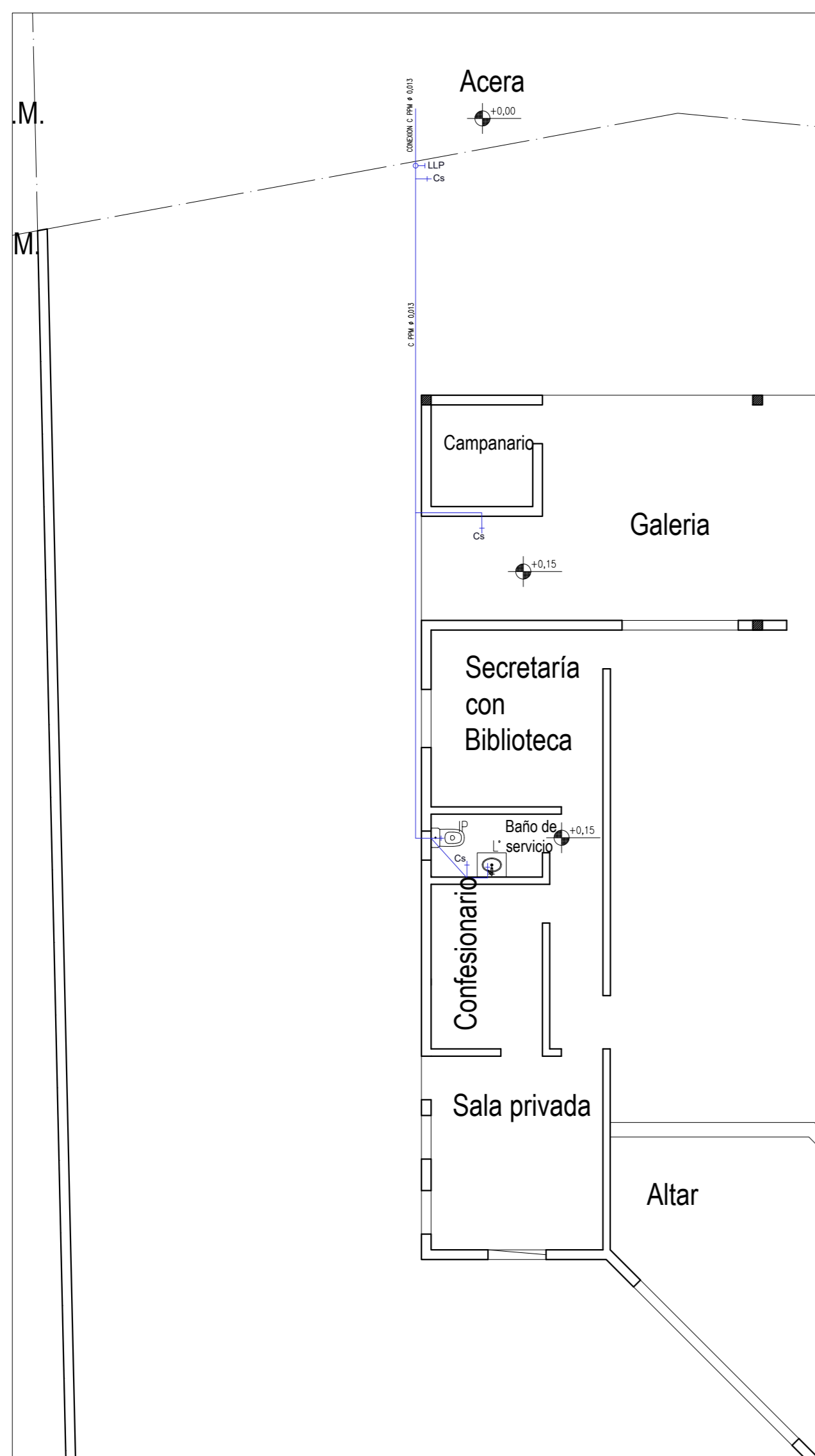
E.M.
L.M.

L.M.
E.M.

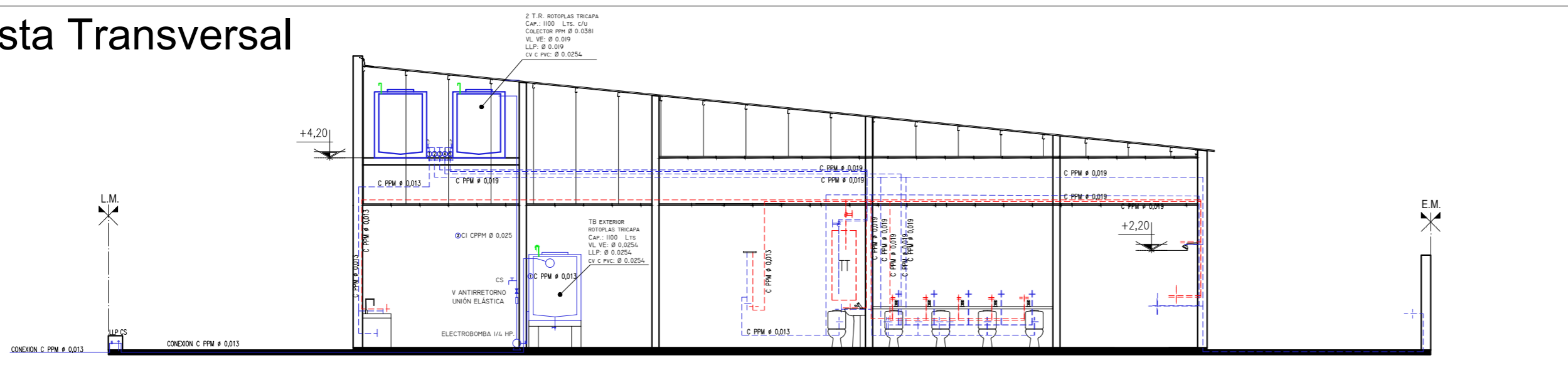


	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste
	TRABAJO FINAL
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco	
Plano: Instalaciones sanitarias - Cubierta	
Integrantes:	Escobar Rodríguez Gabriel Martín Miño Ivan Alejandro
	Plano n°6 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023

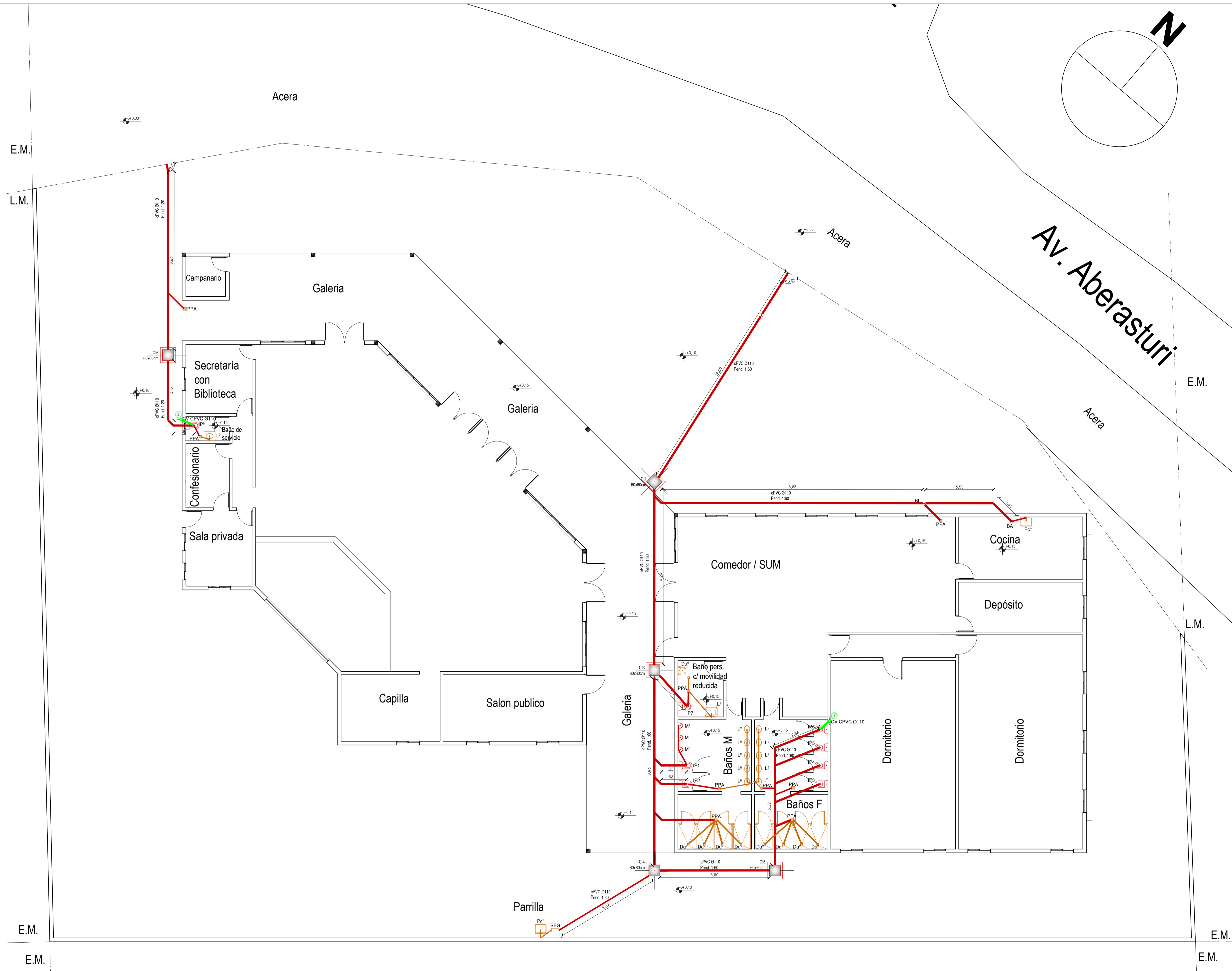
E.M.
E.M.

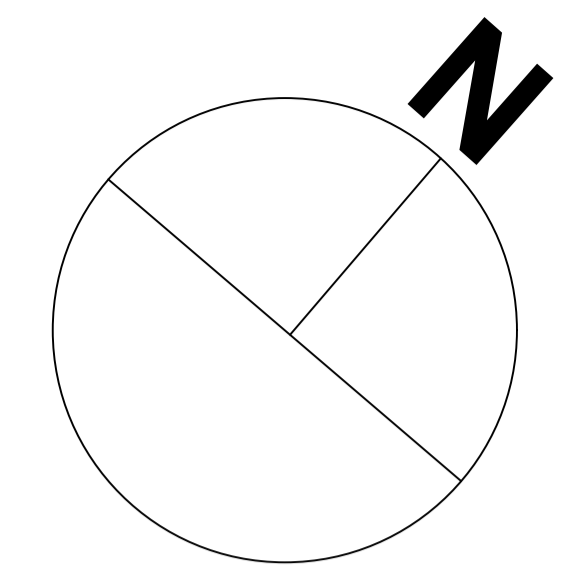


Vista Transversal



	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco		
Plano: Instalación de agua		
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin	Plano n°7
	Miño Ivan Alejandro	Escala: 1:100
		Fecha: 11/2023





Av. Aberasturi

E.M.

L.M.

E.M.

L.M.


E.M.

E.M.

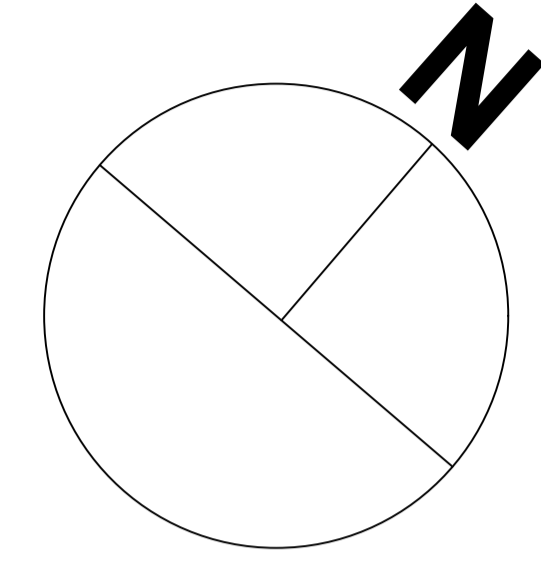
E.M.

E.M.



	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco		
Plano: Instalación desagüe cloacal - Cubierta		
Integrantes:	Escobar Rodríguez Gabriel Martín Miño Ivan Alejandro	Plano n°9 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023

Calle sin nombre



Acera

Acera

Av. Aberasturi

Acera

E.M.

L.M.

2-pPVC Ø160
Pend. 1.330

BDA 5
30X30CM

cPVC Ø110
Pend. 1.330

BOT 1
10X10CM

cL PVC Ø110

Campanario

Galeria

Secretaría
con
Biblioteca

Toilette

Confesionario

Sala privada

Galeria

BDA 7
20X20CM

cPVC Ø110
Pend. 1.330

BOT 6
10X10CM

cL PVC Ø110

Comedor / SUM

Cocina

Depósito

L.M.

E.M.

Capilla

Salon publico

Galeria

Baño pers.
o/ movilidad
reducida

Baños M

Baños F

Dormitorio

Dormitorio

BDA 4
25X25CM

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø160
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

BDA 2
15X15CM

cL PVC Ø110

BDA 3
25X25CM

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

cPVC Ø110
Pend. 1.330

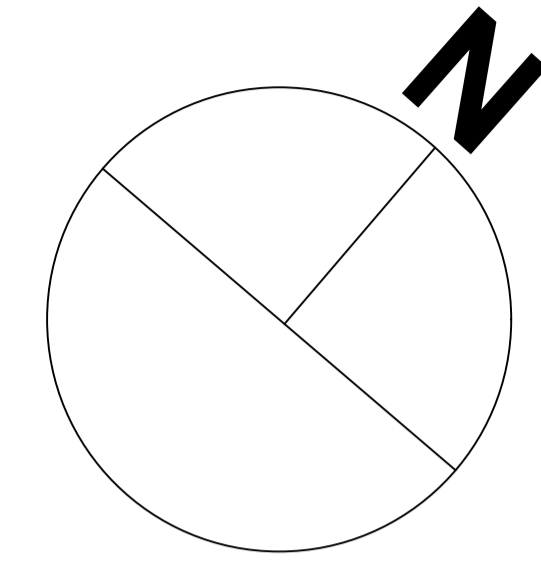
cPVC Ø110
Pend. 1.330

E.M.

E.M.

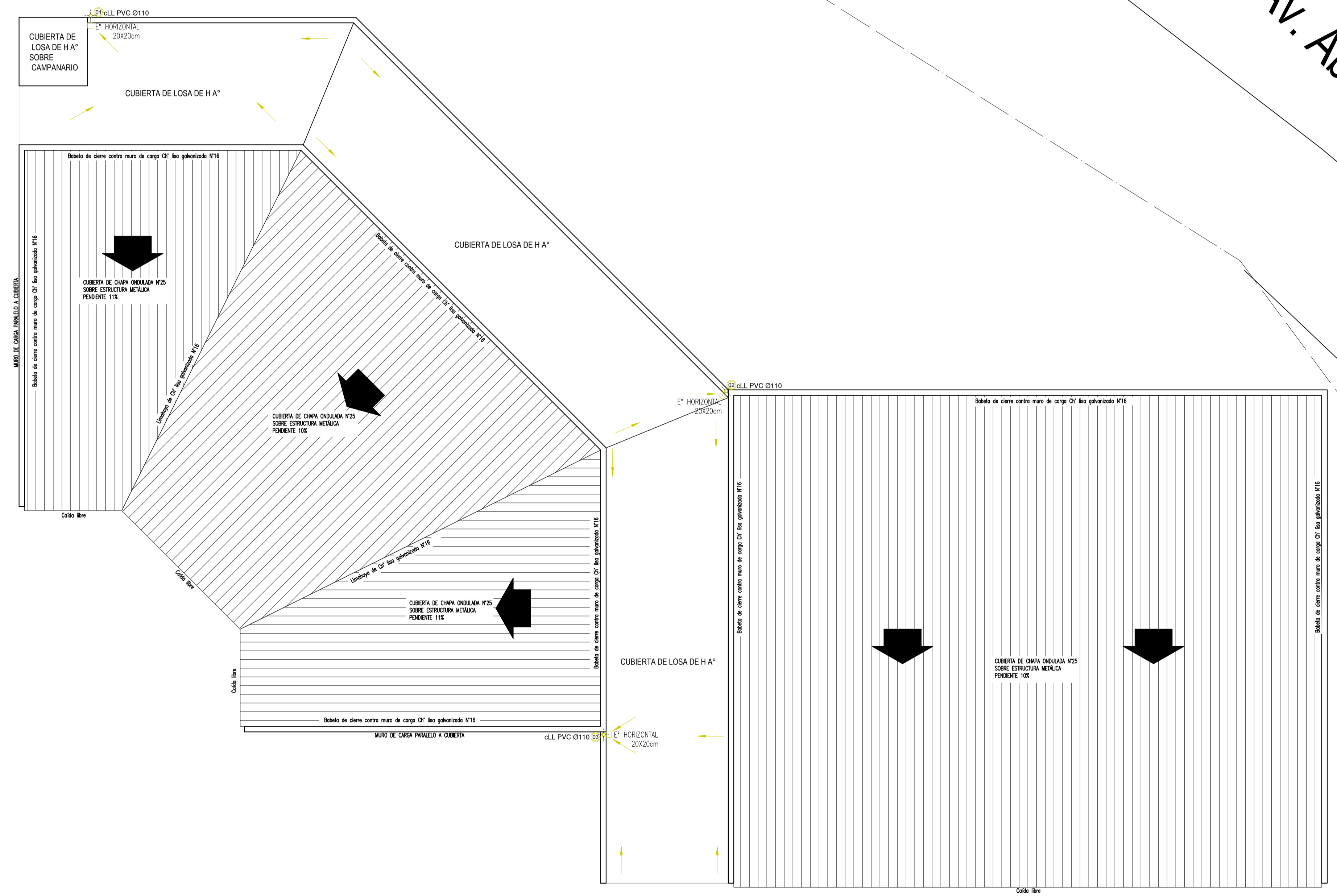
	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste
	TRABAJO FINAL
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco	
Plano: Instalación desagüe pluvial - Planta baja	
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro
	Plano n°10
	Escala: 1:100
	Fecha: 11/2023

Calle sin nombre



Av. Aberasturi

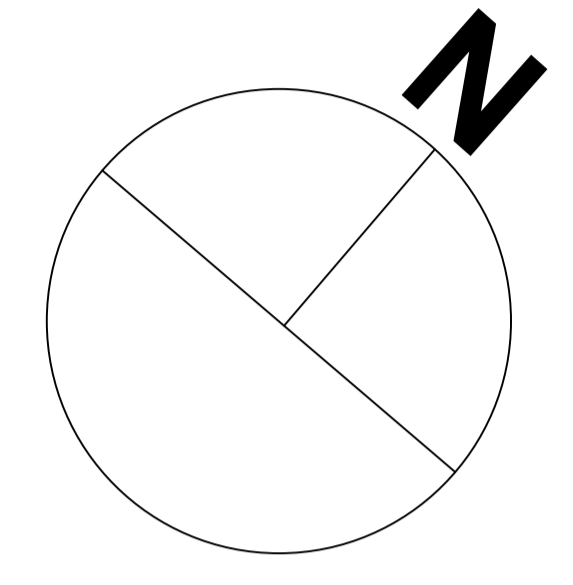
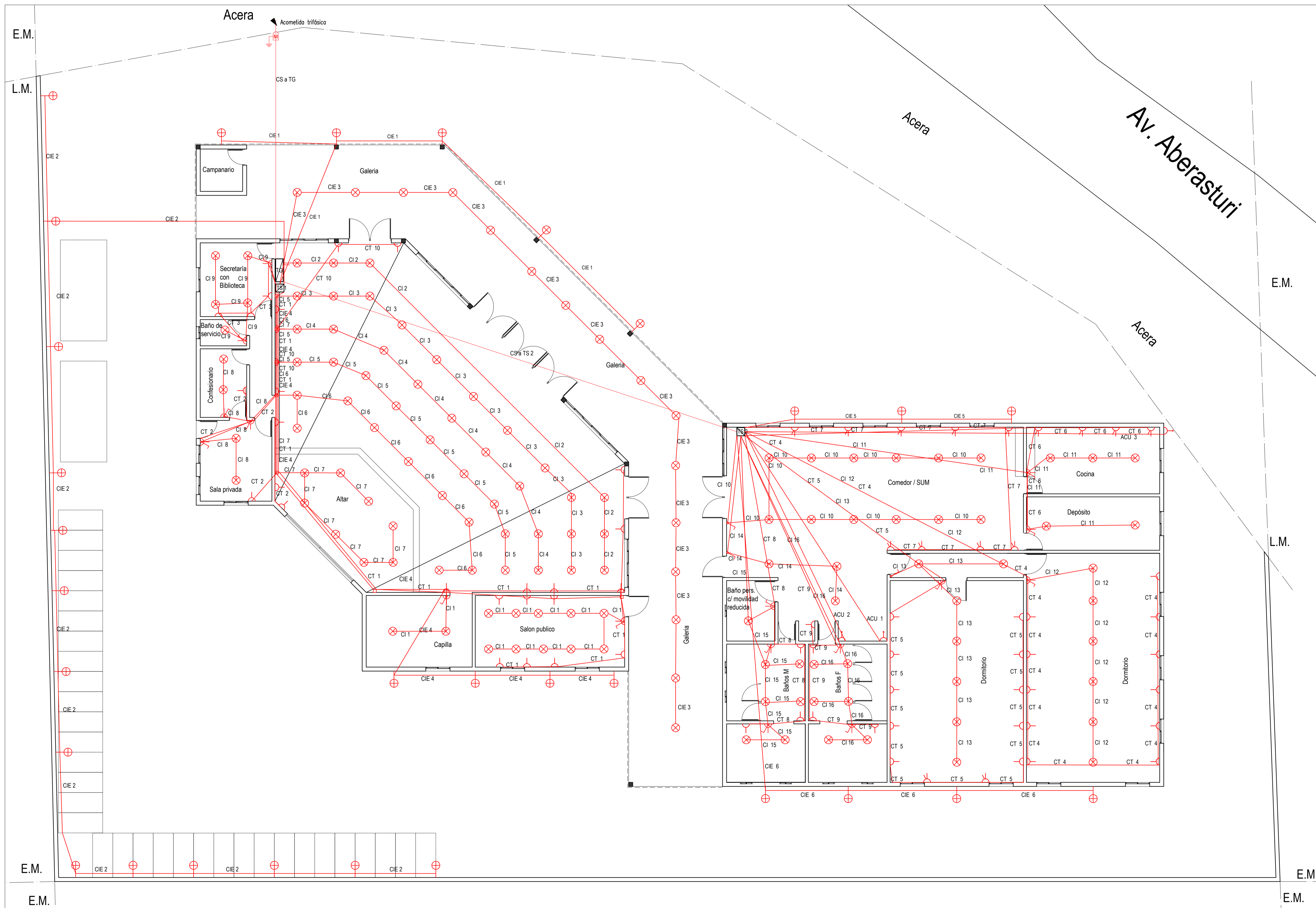
E.M.
L.M.



L.M.
E.M.

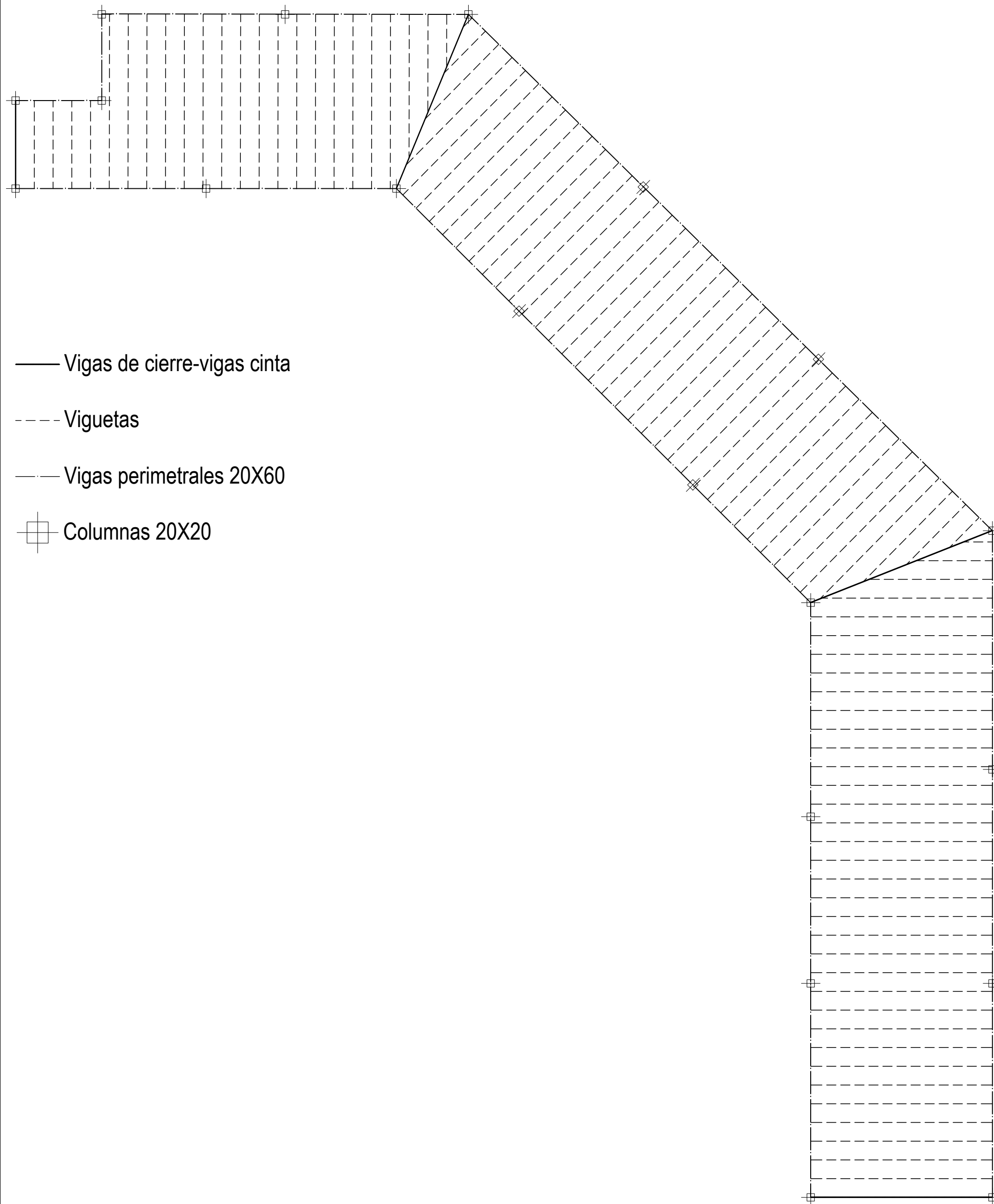
E.M.
E.M.

	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste
	TRABAJO FINAL
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco	
Plano: Instalación desagüe pluvial - Cubierta	
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro
	Plano n°11 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023



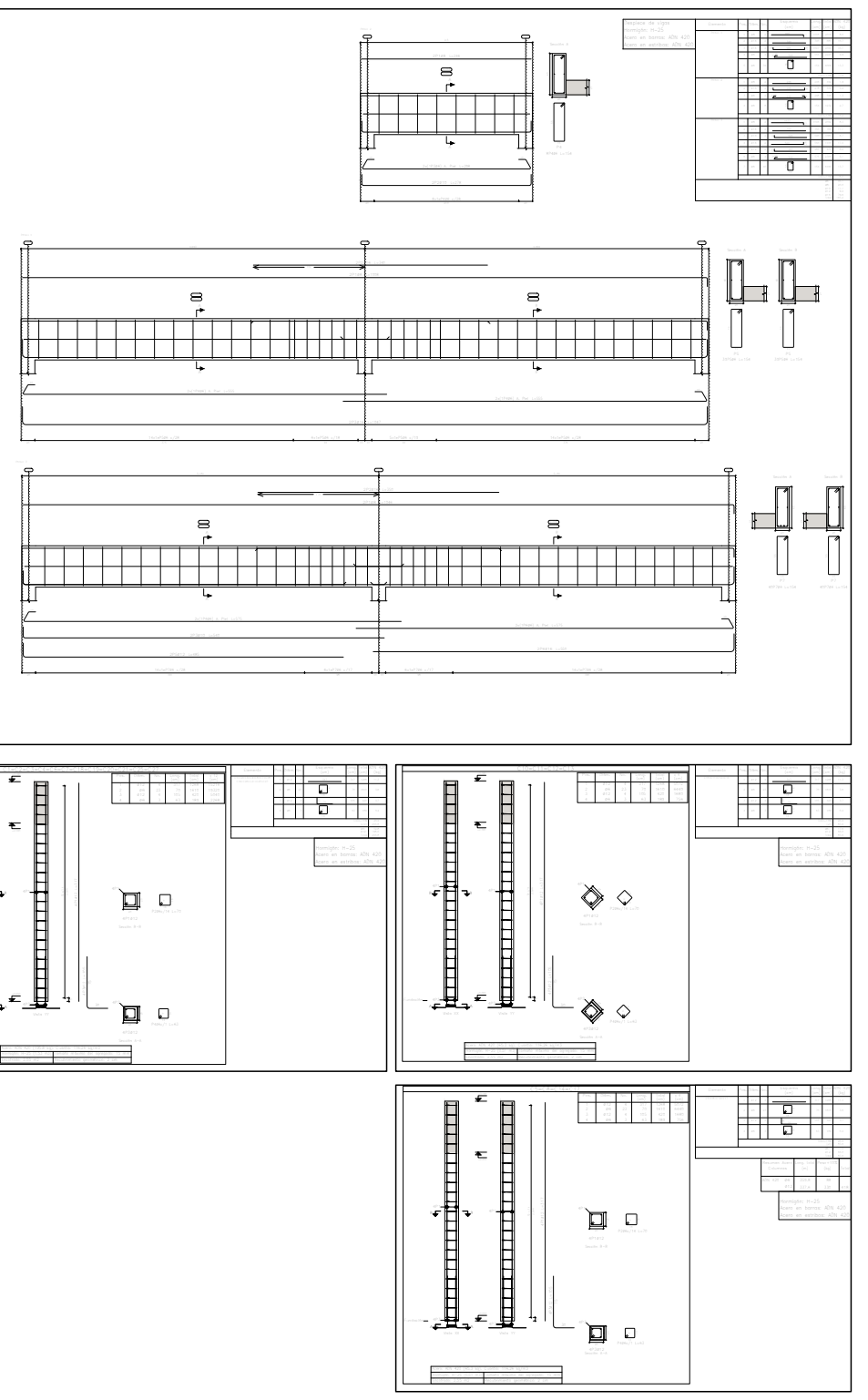
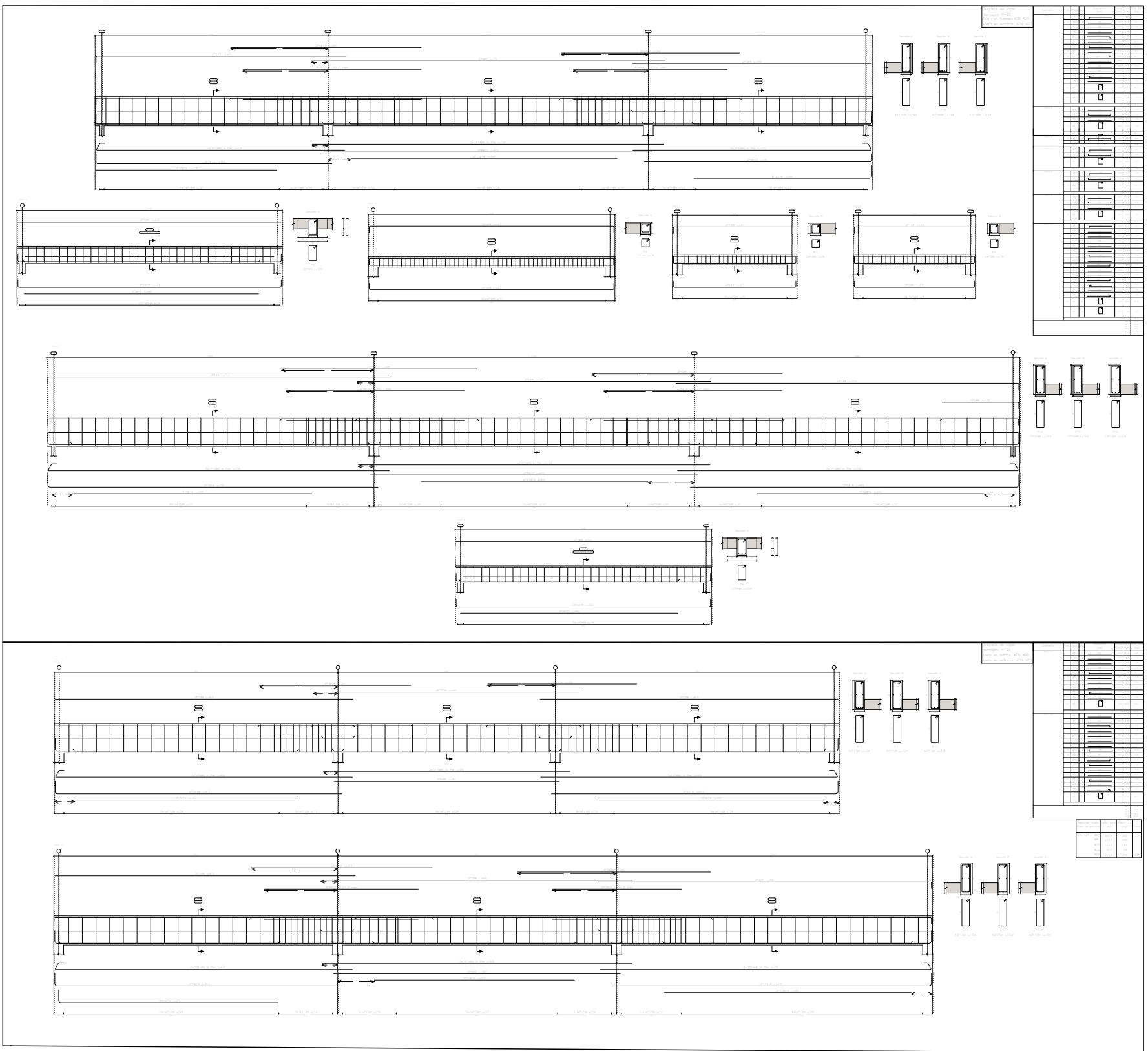
REFERENCIAS

- Cañería según calculo
- Caja estanca para boca de paso o empalme cable-cable
- Tomacorriente de 10Amp
- Boca de techo para iluminación/ventilador
- Tablero secundario
- Tablero General
- Tomacorriente de 20Amp



- Vigas de cierre-vigas cinta
- - - Viguetas
- - - Vigas perimetrales 20X60
- ⊠ Columnas 20X20

 UNNE	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco		
Plano: Disposición de viguetas, vigas y columnas		
Integrantes: Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro	Plano n°14	
	Escala: 1:100	
	Fecha: 11/2023	



Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste

TRABAJO FINAL

Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco

Plano: Detalle de vigas y columnas

Integrantes:

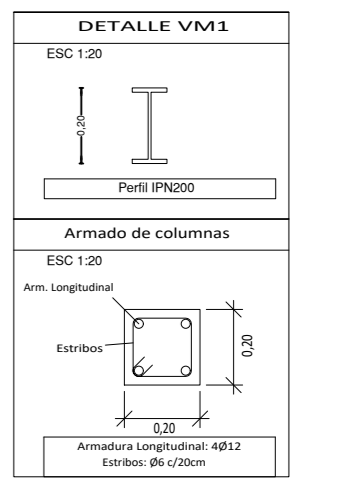
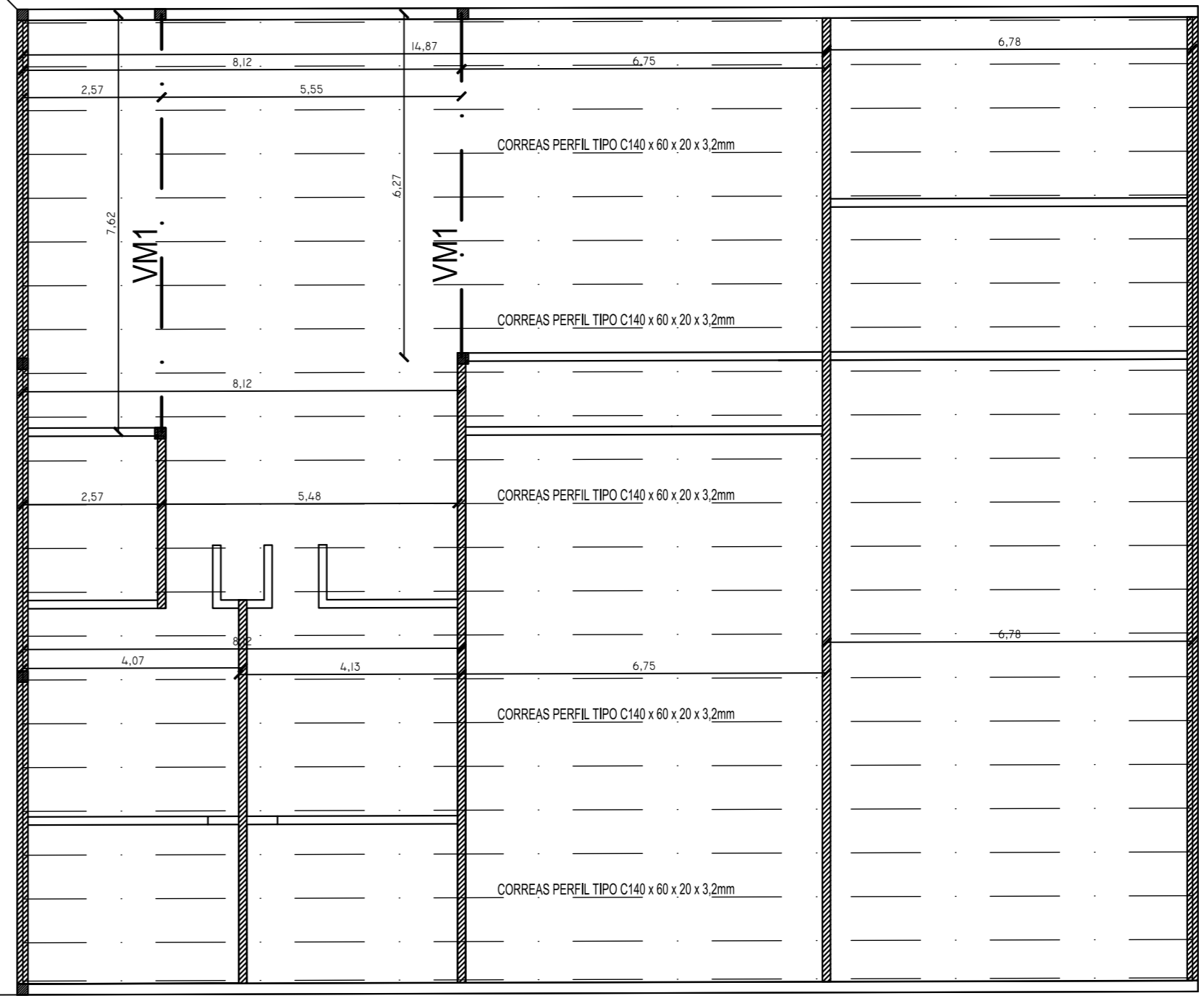
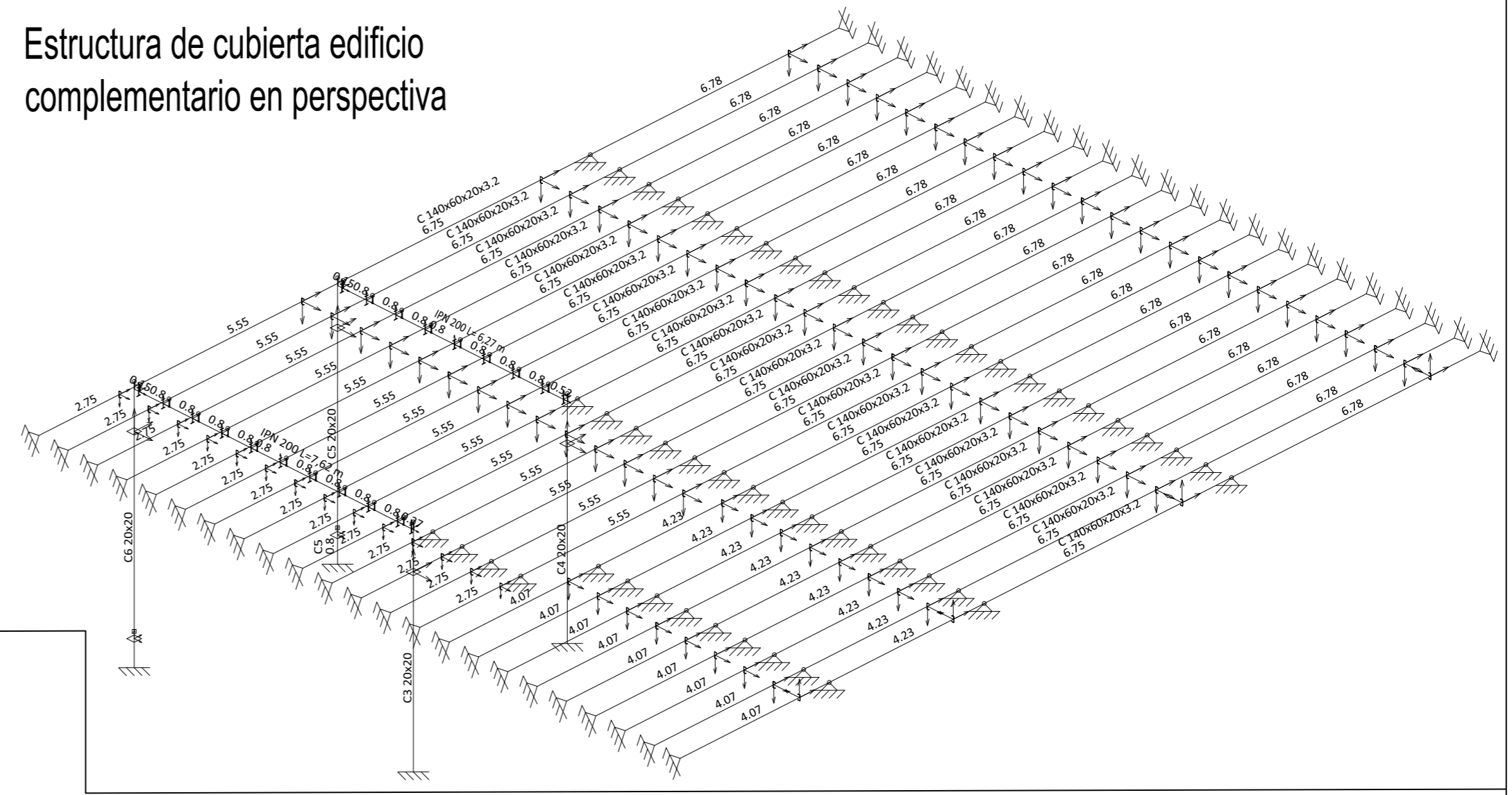
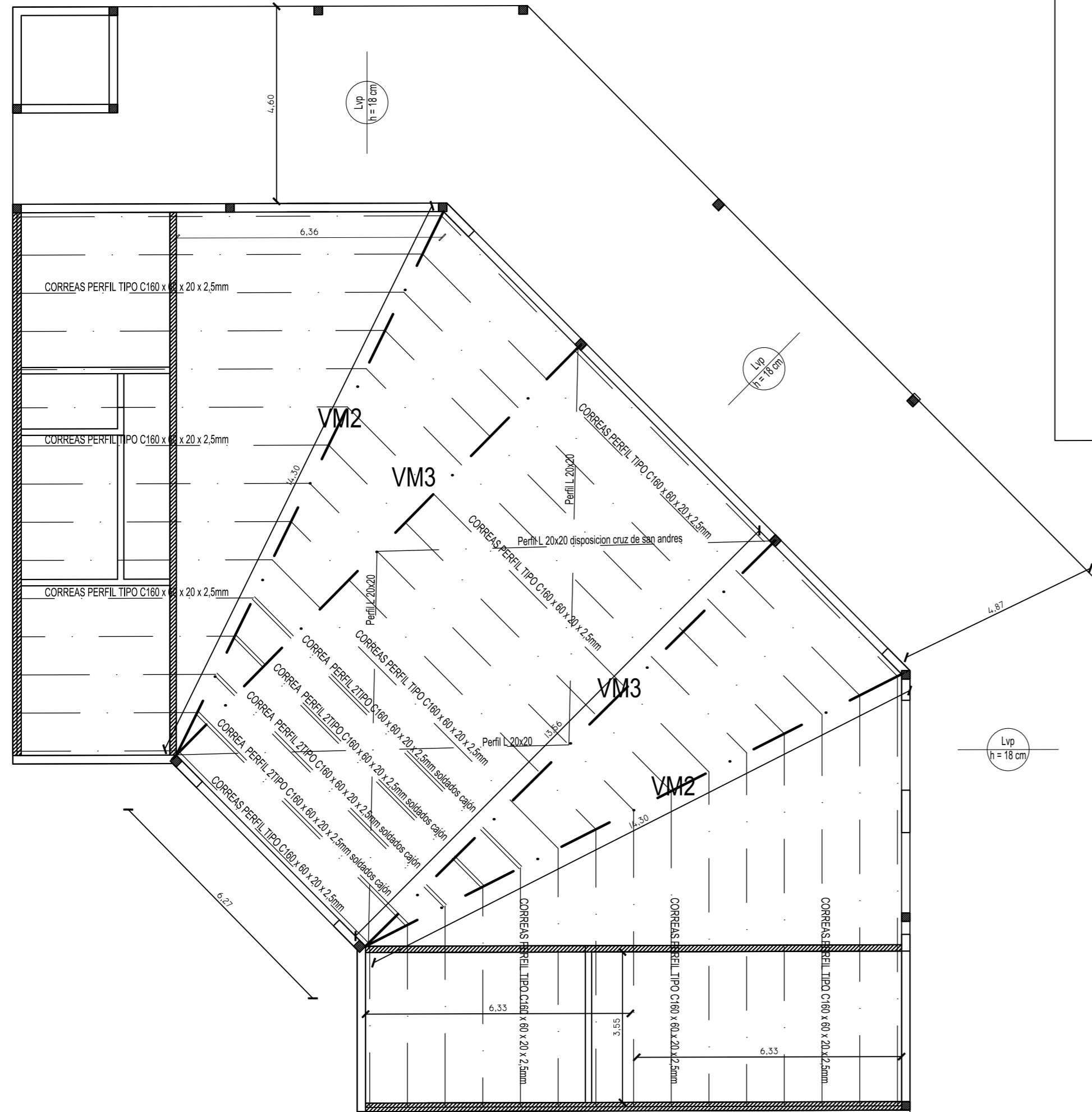
Escobar Rodriguez Gabriel Martin
 Miño Ivan Alejandro

Plano n°15

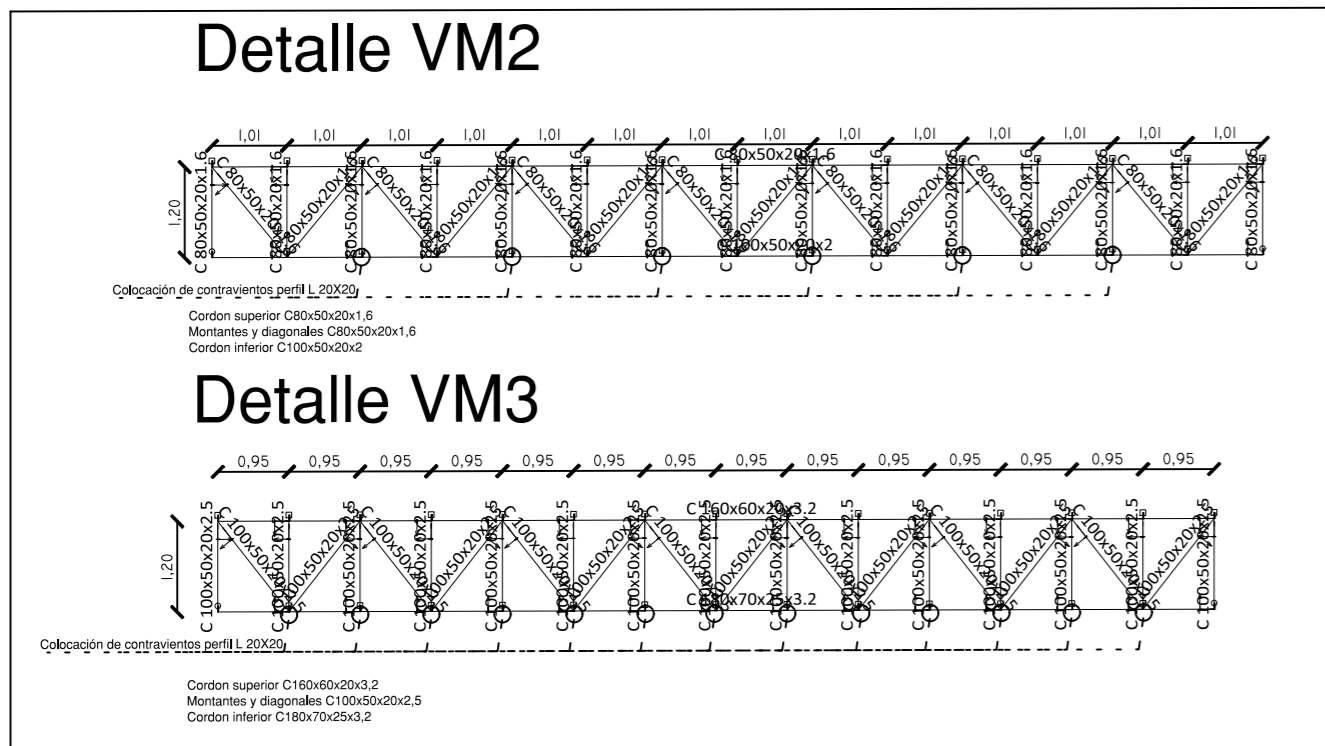
Escala: 1:100

Fecha: 11/2023

Estructura de cubierta edificio complementario en perspectiva



REFERENCIAS:
Lvp: Losa de viguetas pretensadas H^a A^a armadura capa de compresión s/ cálculo.
C= columna de H^a A^a 20x20 armadura s/ cálculo.
VM: Viga metálica s/ detalle.
Muro portante de ladrillos comunes macizos
Se debe colocar vigas de encadenado superior de altura 30cm sobre todos los muros y los refuerzos verticales considerados necesarios para brindar la rigidez suficiente a los muros.



	Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste	
	TRABAJO FINAL	
Anteproyecto de una iglesia en la Isla del Cerrito - Chaco		
Plano: Estructura de cubierta		
Integrantes:	Escobar Rodriguez Gabriel Martin Miño Ivan Alejandro	Plano n°16 Escala: 1:100 Fecha: 11/2023

ANEXO II

Memoria de cálculo

INDICE

Estructura metálica

-Edificio complementario

1-Resumen

2-Cálculo de correa

3-Cálculo de VM1

4-Cálculo de columna

-Iglesia

1-Resumen

2-Cálculo de correa

3-Cálculo de cordón inferior VM3

4-Cálculo de cordón superior VM3

5-Cálculo de diagonal VM3

6-Cálculo de montante VM3

7-Cálculo de columna

Estructura de hormigón armado

-Galería

1-Resumen

2-Resumen solicitudes y armado de vigas

3-Cálculo de tramo de viga

4-Resumen solicitudes y armado columnas

5-Cálculo de columna



1.- DATOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Hormigón: CIRSOC 201-2005

Categoría de uso: General

1.2.- Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CIRSOC 201-2005 Configuración de la cubierta: General
E.L.U. de rotura. Acero conformado	AISI/NASPEC-2007 (LRFD) ASCE 7
E.L.U. de rotura. Acero laminado	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características

1.2.1.- 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

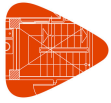
Q_k Acción variable

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



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: CIRSOC 201-2005

(9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

(9-2)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(9-3a)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(9-3b)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

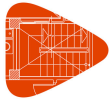
(9-4)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

(9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.600

E.L.U. de rotura. Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

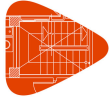
2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 S, L] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800

2.3.2 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

2.3.2 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [4 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [6] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.600

E.L.U. de rotura. Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

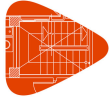
2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [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)		

2.3.2 - [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)		

2.3.2 - [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)		

2.3.2 - [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



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

2.3.2 - [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

2.3.2 - [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

2.3.2 - [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

2.3.2 - [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

Desplazamientos



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N15	2.400	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N16	2.400	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N17	3.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N18	3.200	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N19	3.200	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N20	3.200	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N21	4.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N22	4.000	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N23	4.000	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N24	4.000	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N25	4.800	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N26	4.800	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N27	4.800	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N28	4.800	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N29	5.600	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N30	5.600	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N31	5.600	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N32	5.600	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N33	6.400	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N34	6.400	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N35	6.400	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N36	6.400	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N37	7.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N38	7.200	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N39	7.200	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N40	7.200	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N41	8.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N42	8.000	2.750	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N43	8.000	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N44	8.000	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N45	8.800	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N46	8.800	2.750	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N47	8.800	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N48	8.800	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N49	9.600	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N50	9.600	2.750	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N51	9.600	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N52	9.600	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N53	10.400	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N54	10.400	2.750	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N55	10.400	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N56	10.400	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N57	11.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N58	11.200	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N59	11.200	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N60	11.200	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N61	12.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N62	12.000	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N63	12.000	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N64	12.000	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N65	12.800	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N66	12.800	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N67	12.800	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N68	12.800	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N69	13.600	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N70	13.600	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N71	13.600	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N72	13.600	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N73	14.400	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N74	14.400	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N75	14.400	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N76	14.400	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N77	15.200	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N78	15.200	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N79	15.200	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N80	15.200	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N81	16.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N82	16.000	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N83	16.000	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N84	16.000	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N85	16.800	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N86	16.800	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N87	16.800	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N88	16.800	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N89	17.500	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N90	17.500	4.070	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N91	17.500	8.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N92	17.500	15.050	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N93	0.000	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N94	0.800	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N95	1.600	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N96	2.400	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N97	3.200	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N98	4.000	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N99	4.800	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N100	5.600	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N101	6.400	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N102	7.200	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N103	8.000	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N104	8.800	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N105	9.600	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N106	10.400	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N107	11.200	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N108	12.000	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N109	12.800	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N110	13.600	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N111	14.400	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N112	15.200	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N113	16.000	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N114	16.800	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N115	17.500	21.830	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N116	-0.150	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N117	6.120	8.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N118	7.470	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N119	-0.150	2.750	0.000	-	-	-	-	-	-	Articulado
N120	-0.150	8.300	-6.300	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N121	-0.150	8.300	-5.500	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N122	-0.150	2.750	-6.300	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N123	-0.150	2.750	-5.500	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N124	7.470	2.750	-5.500	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N125	6.120	8.300	-5.500	X	X	X	X	X	X	Empotrado

2.1.2.- Barras

2.1.2.1.- Materiales utilizados

Materiales utilizados							
Material		E (kp/cm ²)	ν	G (kp/cm ²)	f_y (kp/cm ²)	α_t (m/m°C)	γ (t/m ³)
Tipo	Designación						
Acero laminado	F-24	2038736.0	0.300	815494.4	2446.5	0.000012	7.850
Acero conformado	F-24	2069317.0	0.300	795891.2	2446.5	0.000012	7.850
Hormigón	H-25	239551.5	0.200	99813.1	-	0.000010	2.500

Notación:
E: Módulo de elasticidad
n: Módulo de poisson
G: Módulo de elasticidad transversal
f_y: Límite elástico
a_t: Coeficiente de dilatación
g: Peso específico

2.1.2.2.- Descripción



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
Acero laminado	F-24	N116/N3	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.150	1.00	1.00	-	-
		N3/N7	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N7/N11	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N11/N15	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N15/N19	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N19/N23	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N23/N27	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N27/N31	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N31/N117	N116/N117	IPN 200 (IPN)	0.520	1.00	1.00	-	-
		N119/N2	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.150	1.00	1.00	-	-
		N2/N6	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N6/N10	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N10/N14	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N14/N18	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N18/N22	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N22/N26	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N26/N30	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N30/N34	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N34/N38	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N38/N118	N119/N118	IPN 200 (IPN)	0.270	1.00	1.00	-	-
Acero conformado	F-24	N5/N6	N5/N94	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N6/N7	N5/N94	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N7/N8	N5/N94	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N8/N94	N5/N94	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N9/N10	N9/N95	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N10/N11	N9/N95	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N11/N12	N9/N95	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N12/N95	N9/N95	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N13/N14	N13/N96	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N14/N15	N13/N96	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N15/N16	N13/N96	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N16/N96	N13/N96	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N17/N18	N17/N97	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N18/N19	N17/N97	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N19/N20	N17/N97	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N20/N97	N17/N97	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N21/N22	N21/N98	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N22/N23	N21/N98	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N23/N24	N21/N98	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N24/N98	N21/N98	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N25/N26	N25/N99	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N26/N27	N25/N99	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-

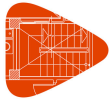


Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N27/N28	N25/N99	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N28/N99	N25/N99	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N29/N30	N29/N100	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N30/N31	N29/N100	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N31/N32	N29/N100	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N32/N100	N29/N100	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N33/N34	N33/N101	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N34/N35	N33/N101	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N35/N36	N33/N101	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N36/N101	N33/N101	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N37/N38	N37/N102	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N38/N39	N37/N102	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N39/N40	N37/N102	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N40/N102	N37/N102	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N41/N42	N41/N103	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N42/N43	N41/N103	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N43/N44	N41/N103	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N44/N103	N41/N103	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N45/N46	N45/N104	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N46/N47	N45/N104	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N47/N48	N45/N104	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N48/N104	N45/N104	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N49/N50	N49/N105	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N50/N51	N49/N105	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N51/N52	N49/N105	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N52/N105	N49/N105	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N53/N54	N53/N106	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N54/N55	N53/N106	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N55/N56	N53/N106	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N56/N106	N53/N106	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-

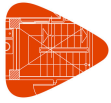


Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N57/N60	N57/N107	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N60/N58	N57/N107	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N58/N59	N57/N107	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N59/N107	N57/N107	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N61/N62	N61/N108	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N62/N63	N61/N108	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N63/N64	N61/N108	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N64/N108	N61/N108	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N65/N66	N65/N109	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N66/N67	N65/N109	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N67/N68	N65/N109	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N68/N109	N65/N109	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N69/N70	N69/N110	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N70/N71	N69/N110	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N71/N72	N69/N110	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N72/N110	N69/N110	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N73/N74	N73/N111	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N74/N75	N73/N111	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N75/N76	N73/N111	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N76/N111	N73/N111	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N77/N78	N77/N112	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N78/N79	N77/N112	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N79/N80	N77/N112	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N80/N112	N77/N112	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N81/N82	N81/N113	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N82/N83	N81/N113	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N83/N84	N81/N113	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N84/N113	N81/N113	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N85/N86	N85/N114	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N86/N87	N85/N114	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N87/N88	N85/N114	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N88/N114	N85/N114	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N89/N90	N89/N115	C 140x60x20x3.2 (C)	4.070	1.00	1.00	-	-
		N90/N91	N89/N115	C 140x60x20x3.2 (C)	4.230	1.00	1.00	-	-
		N91/N92	N89/N115	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N92/N115	N89/N115	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
		N1/N2	N1/N93	C 140x60x20x3.2 (C)	2.750	1.00	1.00	-	-
		N2/N3	N1/N93	C 140x60x20x3.2 (C)	5.550	1.00	1.00	-	-
		N3/N4	N1/N93	C 140x60x20x3.2 (C)	6.750	1.00	1.00	-	-
		N4/N93	N1/N93	C 140x60x20x3.2 (C)	6.780	1.00	1.00	-	-
Hormigón	H-25	N124/N118	N124/N118	20x20 (Rectangular)	5.500	1.00	1.00	-	-
		N125/N117	N125/N117	20x20 (Rectangular)	5.500	1.00	1.00	-	-
		N120/N121	N120/N116	20x20 (Rectangular)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N121/N116	N120/N116	20x20 (Rectangular)	5.500	1.00	1.00	-	-
		N122/N123	N122/N119	20x20 (Rectangular)	0.800	1.00	1.00	-	-
		N123/N119	N122/N119	20x20 (Rectangular)	5.500	1.00	1.00	-	-



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

Fecha: 01/12/23

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
<p><i>Notación:</i> <i>Ni: Nudo inicial</i> <i>Nf: Nudo final</i> <i>b_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'</i> <i>b_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'</i> <i>Lb_{sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior</i> <i>Lb_{inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior</i></p>									

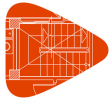
2.1.2.3.- Características mecánicas

Tipos de pieza	
Ref.	Piezas
1	N116/N117 y N119/N118
2	N5/N94, N9/N95, N13/N96, N17/N97, N21/N98, N25/N99, N29/N100, N33/N101, N37/N102, N41/N103, N45/N104, N49/N105, N53/N106, N57/N107, N61/N108, N65/N109, N69/N110, N73/N111, N77/N112, N81/N113, N85/N114, N89/N115 y N1/N93
3	N124/N118, N125/N117, N120/N116 y N122/N119

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	F-24	1	IPN 200, (IPN)	33.40	15.26	11.97	2140.00	117.00	12.36
Acero conformado	F-24	2	C 140x60x20x3.2, (C)	8.92	3.03	4.63	267.00	43.01	0.30
Hormigón	H-25	3	20x20, (Rectangular)	400.00	333.33	333.33	13333.33	13333.33	22400.00
<p><i>Notación:</i> <i>Ref.: Referencia</i> <i>A: Área de la sección transversal</i> <i>A_{vy}: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'</i> <i>A_{vz}: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'</i> <i>I_{yy}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'</i> <i>I_{zz}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'</i> <i>I_t: Inercia a torsión</i> <i>Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.</i></p>									

2.1.2.4.- Tabla de cómputo

Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
Acero laminado	F-24	N116/N117	IPN 200 (IPN)	6.270	0.021	164.39
		N119/N118	IPN 200 (IPN)	7.620	0.025	199.79



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
Acero conformado	F-24	N5/N94	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N9/N95	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N13/N96	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N17/N97	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N21/N98	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N25/N99	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N29/N100	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N33/N101	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N37/N102	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N41/N103	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N45/N104	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N49/N105	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N53/N106	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N57/N107	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
N61/N108	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87		
N65/N109	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87		
N69/N110	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87		
N73/N111	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87		



Resumen cubierta

TF-EdificioComplementario

Fecha: 01/12/23

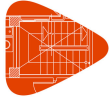
Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N77/N112	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N81/N113	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N85/N114	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N89/N115	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
		N1/N93	C 140x60x20x3.2 (C)	21.830	0.019	152.87
Hormigón	H-25	N124/N118	20x20 (Rectangular)	5.500	0.000	550.00
		N125/N117	20x20 (Rectangular)	5.500	0.000	550.00
		N120/N116	20x20 (Rectangular)	6.300	0.000	630.00
		N122/N119	20x20 (Rectangular)	6.300	0.000	630.00

*Notación:
Ni: Nudo inicial
Nf: Nudo final*

2.1.2.5.- Resumen de cómputo

Resumen de cómputo												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero laminado	F-24	IPN	IPN 200	13.890	13.890	13.890	0.046	0.046	0.046	364.18	364.18	364.18
Acero conformado	F-24	C	C 140x60x20x3.2	502.090	502.090	502.090	0.448	0.448	0.448	3515.93	3515.93	3515.93
Hormigón	H-25	Rectangular	20x20	23.600	23.600	23.600	0.000	0.000	0.000	2360.00	2360.00	2360.00

2.1.2.6.- Cómputo de superficies



Resumen cubierta

TF-Edificio Complementario

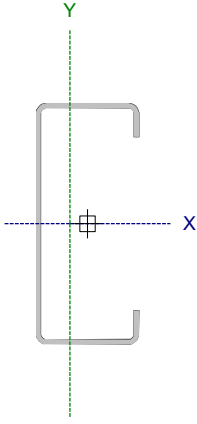
Fecha: 01/12/23

Perfiles de acero: Cómputo de las superficies a pintar					
Tipo	Serie	Perfil	Superficie unitaria (m ² /m)	Longitud (m)	Superficie (m ²)
Acero conformado	C	C 140x60x20x3.2	0.564	502.090	283.145
					Subtotal
Acero laminado	IPN	IPN 200	0.745	13.890	10.348
					Subtotal
				Total	293.493

Hormigón: Cómputo de las superficies de encofrado					
Serie	Perfil	Superficie unitaria (m ² /m)	Longitud (m)	Superficie (m ²)	
Rectangular	20x20	0.800	23.600	18.880	
				Total	18.880

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Barra N16/N96

Perfil: C 140x60x20x3.2 Material: Acero (F-24)									
	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)	$x_g^{(3)}$ (mm)	$y_g^{(3)}$ (mm)
	N16	N96	6.780	8.92	267.00	43.01	0.30	-10.19	0.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad									
				Pandeo			Pandeo lateral		
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β				1.00	1.00	0.00	0.00		
L_K				6.780	6.780	0.000	0.000		
C_m				1.000	1.000	-	-		
C_b				-			1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_K : Longitud de pandeo (m) C_m : Coeficiente de momentos C_b : Factor de modificación para el momento crítico									

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	$M_x Tr$	$M_y Tr$	$M_x V_y$	$M_y V_x$	MT	MP	TPTrMV	
N16/N96	x: 5.424 m w / t ≤ (w / t) _{Máx.} Cumple	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m $\eta = 95.4$	x: 0 m $\eta = 0.4$	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m $\eta = 11.1$	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	x: 0 m $\eta = 92.3$	N.P. ⁽⁷⁾	x: 0 m $\eta = 95.8$	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁹⁾	CUMPLE $\eta = 95.8$
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M_x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M_y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V_x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V_y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y $M_x Tr$: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión $M_y Tr$: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión $M_x V_y$: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y $M_y V_x$: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁹⁾ La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.																

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 60$$

$$w_1 / t : \underline{14.75} \checkmark$$

Donde:

w₁: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$$w_1 : \underline{47.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{39.75} \checkmark$$

Donde:

w₂: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$$w_2 : \underline{127.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{4.25} \checkmark$$

Donde:

w₃: Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$$w_3 : \underline{13.60} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B : \underline{0.954} \quad \checkmark$$

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{M}_f : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f⁺: Resistencia requerida para flexión positiva.

$$\mathbf{M}_f^+ : \underline{0.805} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f⁻: Resistencia requerida para flexión negativa.

$$\mathbf{M}_f^- : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$\mathbf{M}_c : \underline{0.887} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0.95}$$

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$\mathbf{M}_n : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n⁺: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$\mathbf{M}_n^+ : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n⁻: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$\mathbf{M}_n^- : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$\mathbf{M}_n : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$

$$\mathbf{S}_{ex} : \underline{38.14} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$\mathbf{I}_{ex} : \underline{267.00} \text{ cm}^4$$

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$\mathbf{I}_{ey} : \underline{43.01} \text{ cm}^4$$

I_{exy}: Producto eficaz de inercia.

$$\mathbf{I}_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{x} : \underline{13.41} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{y} : \underline{70.00} \text{ mm}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$\mathbf{F}_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{M}_f : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f⁺: Resistencia requerida para flexión positiva.

$$\mathbf{M}_f^+ : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·V1.

M_f⁻: Resistencia requerida para flexión negativa.

$$\mathbf{M}_f^- : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$\mathbf{M}_c : \underline{0.248} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0.95}$$

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$\mathbf{M}_n : \underline{0.261} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n⁺: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$\mathbf{M}_n^+ : \underline{0.262} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n⁻: La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$\mathbf{M}_n^- : \underline{0.261} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$\mathbf{M}_n^+ : \underline{0.262} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M}_n^- : \underline{0.261} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$\mathbf{S}_{ey}^+ : \underline{10.70} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{S}_{ey}^- : \underline{10.65} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$\mathbf{I}_{ex}^+ : \underline{267.00} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{I}_{ex}^- : \underline{267.00} \text{ cm}^4$$

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$\mathbf{I}_{ey}^+ : \underline{43.01} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{I}_{ey}^- : \underline{42.42} \text{ cm}^4$$

I_{exy}: Producto eficaz de inercia.

$$\mathbf{I}_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{x}^+ : \underline{40.19} \text{ mm}$$

$$\mathbf{x}^- : \underline{39.83} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$\mathbf{y} : \underline{50.00} \text{ mm}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$\mathbf{F}_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.111} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.630} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{5.676} \text{ t}$$

Donde:

φ_v: Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0.95}$$

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{5.975} \text{ t}$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{5.975} \text{ t}$$

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{4.07} \text{ cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{127.20} \text{ mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{127.20} \text{ mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.923} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$\eta : \underline{0.923}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{0.887} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.630} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{5.676} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$\eta_f : \underline{0.958} \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.958} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N16, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\Phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\Phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\Phi_t T_n}$$

$$\eta_f : \underline{0.958}$$

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

Donde:

ϕ_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	$\phi_{bx} : \underline{0.95}$
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	$M_{fx} : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$	$M_{nxt} : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$
-------------------------	--

Donde:

$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$	$S_{ftx} : \underline{38.14} \text{ cm}^3$
---	--

Donde:

<ul style="list-style-type: none"> I_x: Momento de inercia respecto al eje X. 	$I_x : \underline{267.00} \text{ cm}^4$
---	---

<ul style="list-style-type: none"> I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. 	$I_y : \underline{43.01} \text{ cm}^4$
---	--

<ul style="list-style-type: none"> I_{xy}: Producto de inercia. 	$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$
---	--

<ul style="list-style-type: none"> x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. 	$x_t : \underline{33.79} \text{ mm}$
--	--------------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. 	$y_t : \underline{70.00} \text{ mm}$
--	--------------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> F_y: Límite elástico del acero. 	$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$
--	---

<ul style="list-style-type: none"> ϕ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. 	$\phi_{by} : \underline{0.95}$
---	--------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. 	$M_{fy} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$
--	---

$M_{nyt} = S_{fyt} F_y$	$M_{nyt} : \underline{0.262} \text{ t}\cdot\text{m}$
-------------------------	--

Donde:

$S_{fyt} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$	$S_{fyt} : \underline{10.70} \text{ cm}^3$
---	--

Donde:

<ul style="list-style-type: none"> I_x: Momento de inercia respecto al eje X. 	$I_x : \underline{267.00} \text{ cm}^4$
---	---

<ul style="list-style-type: none"> I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. 	$I_y : \underline{43.01} \text{ cm}^4$
---	--

<ul style="list-style-type: none"> I_{xy}: Producto de inercia. 	$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$
---	--

<ul style="list-style-type: none"> x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. 	$x_t : \underline{40.19} \text{ mm}$
--	--------------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y. 	$y_t : \underline{50.00} \text{ mm}$
--	--------------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> F_y: Límite elástico del acero. 	$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$
--	---

<ul style="list-style-type: none"> ϕ_t: Factor de resistencia para tracción. 	$\phi_t : \underline{0.90}$
---	-----------------------------

<ul style="list-style-type: none"> T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. 	$T_f : \underline{0.000} \text{ t}$
--	-------------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. 	$T_n : \underline{21.824} \text{ t}$
--	--------------------------------------

$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\phi_t T_n}$	$\eta : \underline{0.958}$
---	----------------------------

Donde:

<ul style="list-style-type: none"> ϕ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. 	$\phi_{bx} : \underline{0.95}$
---	--------------------------------

<ul style="list-style-type: none"> M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. 	$M_{fx} : \underline{0.846} \text{ t}\cdot\text{m}$
--	---

<ul style="list-style-type: none"> M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1. 	$M_{nx} : \underline{0.933} \text{ t}\cdot\text{m}$
---	---

<ul style="list-style-type: none"> ϕ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. 	$\phi_{by} : \underline{0.95}$
---	--------------------------------

Comprobaciones correa más solicitada - Edificio complementario

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	$M_{ry} : \underline{0.001} \text{ t}\cdot\text{m}$
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	$M_{ny} : \underline{0.261} \text{ t}\cdot\text{m}$
ϕ_t : Factor de resistencia para tracción.	$\phi_t : \underline{0.90}$
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	$T_f : \underline{0.000} \text{ t}$
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	$T_n : \underline{21.824} \text{ t}$

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

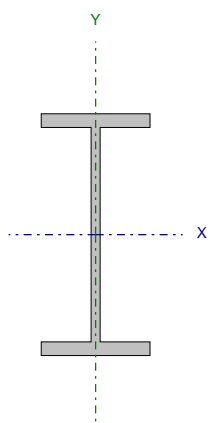
No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que todas las combinaciones de esfuerzos solicitantes han sido verificadas en otras comprobaciones.

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Barra N15/N19

Perfil: IPN 200 Material: Acero (F-24)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)
	N15	N19	0.800	33.40	2140.00	117.00
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	1.00		1.00	0.00	0.00	
L_k	0.800		0.800	0.000	0.000	
C_b	-		1.000			
Notación: b: Coeficiente de pandeo L_k : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	$PM_xM_yV_xV_yT$	
N15/N19	$\eta < 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta < 0.1$	x: 0.8 m $\eta = 105.9$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0.8 m $\eta = 105.9$	NO CUMPLE h = 105.9
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y $PM_xM_yV_xV_yT$: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.022} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{73.541} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{81.713} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{33.40} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{43} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{43}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{6270} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.13}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{1.87} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{1.87} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{117.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{33.40} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + V1$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.013} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{67.012} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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:

j_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{74.458} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{33.40} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2229.27} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{11013.37} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{201441.09} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{11013.37} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.13}$$

$$K_y : \underline{0.13}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{6270} \quad \text{mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{8.00} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{1.87} \quad \text{cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

I : Momento de inercia	I _x :	2140.00	cm ⁴
	I _y :	117.00	cm ⁴
A: Área total de la sección transversal de la barra.	A :	33.40	cm ²

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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \underline{1.059} \quad \text{X}$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N19, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{5.757} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{5.435} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \underline{6.039} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{5.757} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{3.362} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \underline{6.039} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{246.84} \quad \text{cm}^3$$

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

$$L_b : \underline{0} \quad \text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \underline{950.92} \quad \text{mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{1.87} \quad \text{cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{117.00} \quad \text{cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{33.40} \quad \text{cm}^2$$

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N15, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.293} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{22.018} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{1.00}$$

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).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{22.018} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{15.00} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.50} \quad \text{mm}$$

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

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{177.40} \quad \text{mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

$$h : \underline{177.40} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.50} \quad \text{mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)



Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{1.059} \quad \text{X}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N19, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{1.06}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{0.022} \quad \text{t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{73.541} \quad \text{t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{5.757} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{5.435} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

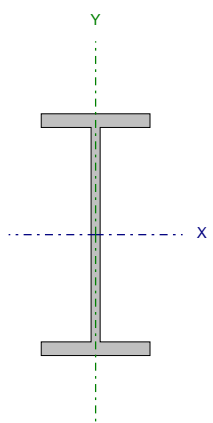
$$M_{ry} : \underline{0.000} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{0.916} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Barra N31/N117

Perfil: IPN 200 Material: Acero (F-24)							
	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)
	N31	N117	0.520	33.40	2140.00	117.00	12.36
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	1.00		1.00	0.00		0.00	
L _k	0.520		0.520	0.000		0.000	
C _b	-			1.000			
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	λ_c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM _x M _y V _x V _y T	
N31/N117	$\eta < 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 34.4$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	x: 0.52 m $\eta = 16.4$	x: 0 m $\eta = 34.4$	CUMPLE h = 34.4
Notación: P _t : Resistencia a tracción I _c : Limitación de esbeltez para compresión P _c : Resistencia a compresión M _x : Resistencia a flexión eje X M _y : Resistencia a flexión eje Y V _x : Resistencia a corte X V _y : Resistencia a corte Y PM _x M _y V _x V _y T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.									

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.020} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{73.541} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

j_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$j_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{81.713} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{33.40} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$l : \underline{28} \quad \checkmark$$

Donde:

l: Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$l : \underline{28}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{6270} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.08}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{1.87} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{1.87} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{117.00} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{33.40} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

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:

$$\eta_T = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$h_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + V1$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.012} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{70.708} \quad t$$

$$P_c = \phi_p P_n$$

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:

j_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$j_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{78.565} \quad t$$

$$P_n = F_{cr} A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{33.40} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2352.24} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{26067.14} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{476783.65} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{26067.14} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.08}$$

$$K_y : \underline{0.08}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{6270} \quad \text{mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{8.00} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{1.87} \quad \text{cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

I : Momento de inercia	I _x :	<u>2140.00</u> cm ⁴
	I _y :	<u>117.00</u> cm ⁴
A: Área total de la sección transversal de la barra.	A :	<u>33.40</u> cm ²

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:

$$\eta_M = \frac{M_r}{M_c} \leq 1$$

$$h_M : \quad \underline{0.344} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N31, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \quad \underline{1.869} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \quad \underline{5.435} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

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:

j_b : Factor de resistencia a flexión

$$j_b : \quad \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : \quad \underline{6.039} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \quad \underline{1.869} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

$$M_r^- : \quad \underline{1.094} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n : \quad \underline{6.039} \quad \text{t} \cdot \text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \quad \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \quad \underline{246.84} \quad \text{cm}^3$$

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

$$L_b : \quad \underline{0} \quad \text{mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p : \quad \underline{950.92} \quad \text{mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \quad \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \quad \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \quad \underline{1.87} \quad \text{cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \quad \underline{117.00} \quad \text{cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \quad \underline{33.40} \quad \text{cm}^2$$

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

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:

$$\eta_v = \frac{V_r}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.164} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N117, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{3.609} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{22.018} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : \underline{1.00}$$

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).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{22.018} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = d t_w$$

$$A_w : \underline{15.00} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{200.00} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.50} \quad \text{mm}$$

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

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{177.40} \quad \text{mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

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

$$h : \underline{177.40} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{7.50} \quad \text{mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

Comprobaciones VM1 - Edificio complementario

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.344} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N31, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

h: calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad (\text{H1-1b})$$

$$h : \underline{0.34}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{0.020} \quad \text{t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{73.541} \quad \text{t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{1.869} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{cx} : \underline{5.435} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

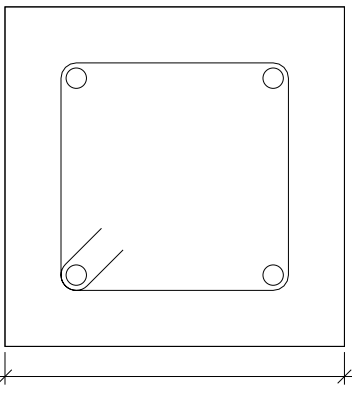
$$M_{ry} : \underline{0.000} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{cy} : \underline{0.916} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones del pilar C5

1.- COLUMNA TRAMO 1 (-550 - 0 CM)

Datos del pilar		
	20	
	Geometría	
	Dimensiones	: 20x20 cm
	Tramo	: -5.500/0.000 m
	Altura libre	: 5.50 m
	Recubrimiento geométrico	: 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado	: 15 mm	
Materiales		
Hormigón	: H-25	
Acero	: ADN 420	
Longitud de pandeo		
Plano ZX : 5.50 m		
Plano ZY : 5.50 m		
Armadura longitudinal		
Esquina	: 4Ø12	
Cuantía	: 1.13 %	
Armadura transversal		
Estribos : 1eØ6		
Separación : 14 cm		

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):

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

$$104 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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):

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

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

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

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

Comprobaciones del pilar C5

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6.0 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{\quad 288 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

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

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6.0 \quad} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

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):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad \emptyset 12 \quad}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad \emptyset 6 \quad}$$

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):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 4.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \leq 32.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C5

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.015} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,x} : \underline{0.022} \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{1.506} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

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:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{2.008} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \geq 0$$

$$V_c : \underline{2.008} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

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

$$N_u : \underline{-3.422} \text{ t}$$

 A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

 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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{158} \text{ mm}$$

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

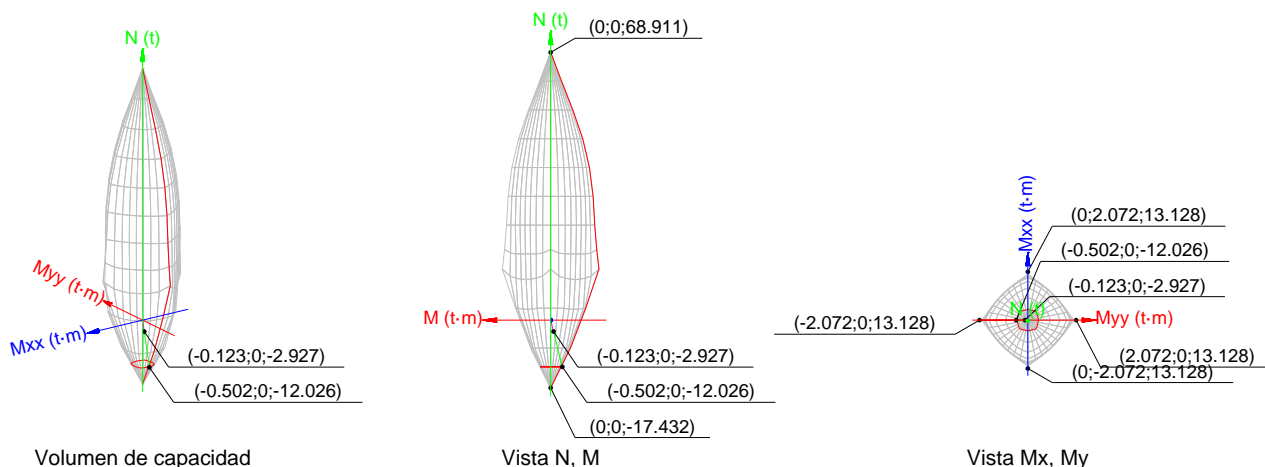
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.243} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar C5



Comprobación de resistencia de la sección (h_i)

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.

$$P_u : \frac{-2.927}{\quad} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{-0.123}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{-12.026}{\quad} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{-0.502}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

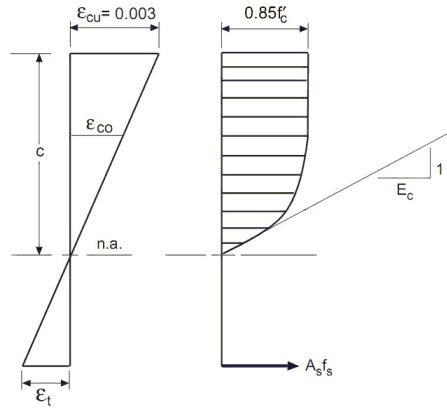
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones del pilar C5

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

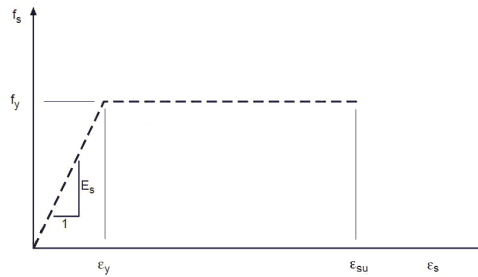
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

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.

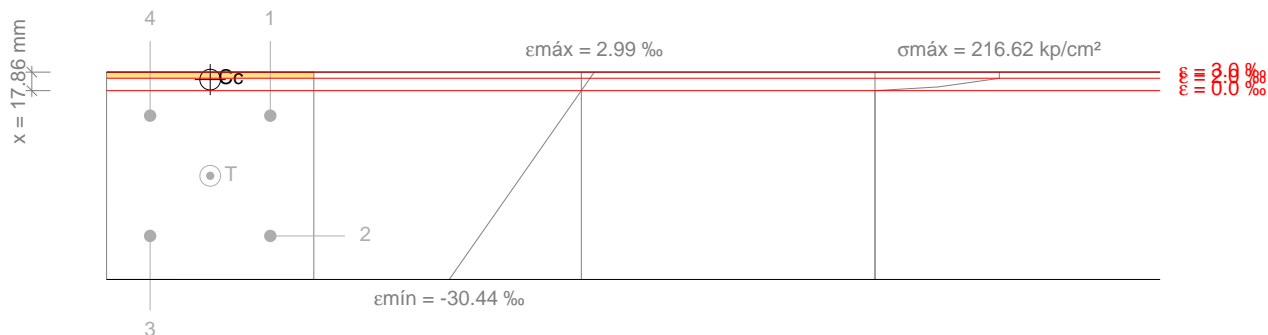


f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C5

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-4281.35	-0.004036
2	Ø12	58.00	58.00	-4281.35	-0.023424
3	Ø12	58.00	-58.00	-4281.35	-0.023423
4	Ø12	-58.00	-58.00	-4281.35	-0.004035

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.007	-92.78	-0.01
Cs	0.000	0.00	0.00
T	19.369	0.00	0.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-13.362} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-0.557} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{6.007} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{19.369} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-92.78} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.01} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0234}$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

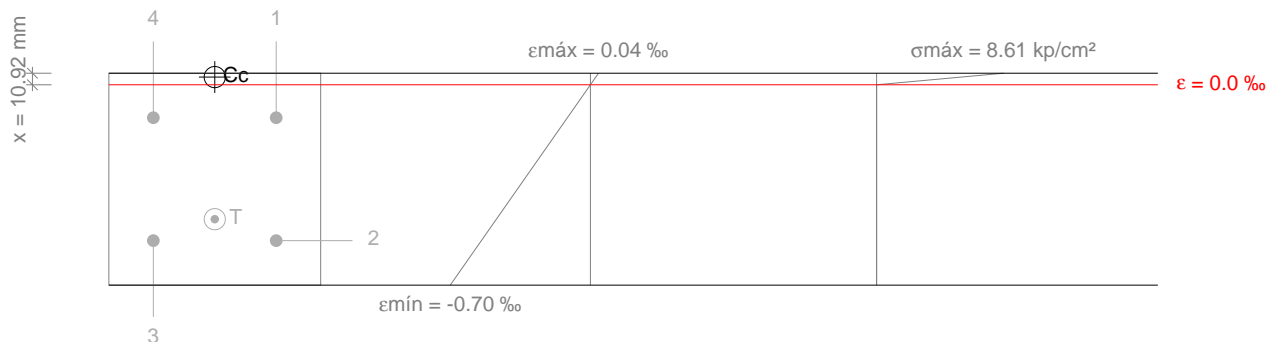
$$s_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-233.03	-0.000114
2	Ø12	58.00	58.00	-1102.67	-0.000541
3	Ø12	58.00	-58.00	-1102.67	-0.000541
4	Ø12	-58.00	-58.00	-233.03	-0.000114

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.094	-96.36	0.00
Cs	0.000	0.00	0.00
T	3.021	37.76	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-2.927} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.123} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{0.094} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{3.021} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-96.36} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{37.76} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0000}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0005}$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

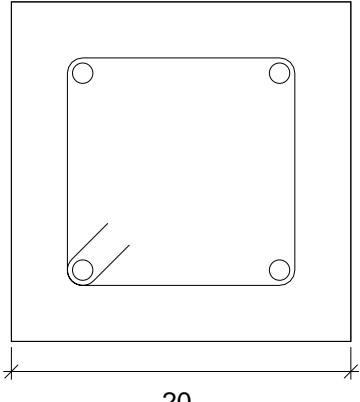
S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : 8.61 kp/cm²

S_{smax} : 1102.67 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C5

2.- COLUMNA TRAMO 2 (-630 - -550 CM)

Datos del pilar	
 <p style="text-align: center;">20</p>	Geometría
	Dimensiones : 20x20 cm
	Tramo : -6.300/-5.500 m
	Altura libre : 0.80 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-25	Plano ZX : 0.80 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 0.80 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 1.13 %	Separación : 14 cm

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):

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

$$104 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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):

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

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

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

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

Comprobaciones del pilar C5

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6.0 \quad} \text{ mm}$$

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

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

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

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{\quad 144 \quad} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{\quad 288 \quad} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

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

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad 6.0 \quad} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

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):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\quad \emptyset 12 \quad}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\quad \emptyset 6 \quad}$$

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):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 4.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \leq 32.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C5

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,x} : \underline{0.022} \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{1.580} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

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:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{2.106} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \geq 0$$

$$V_c : \underline{2.106} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

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

$$N_u : \underline{-2.927} \text{ t}$$

 A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

 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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{158} \text{ mm}$$

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

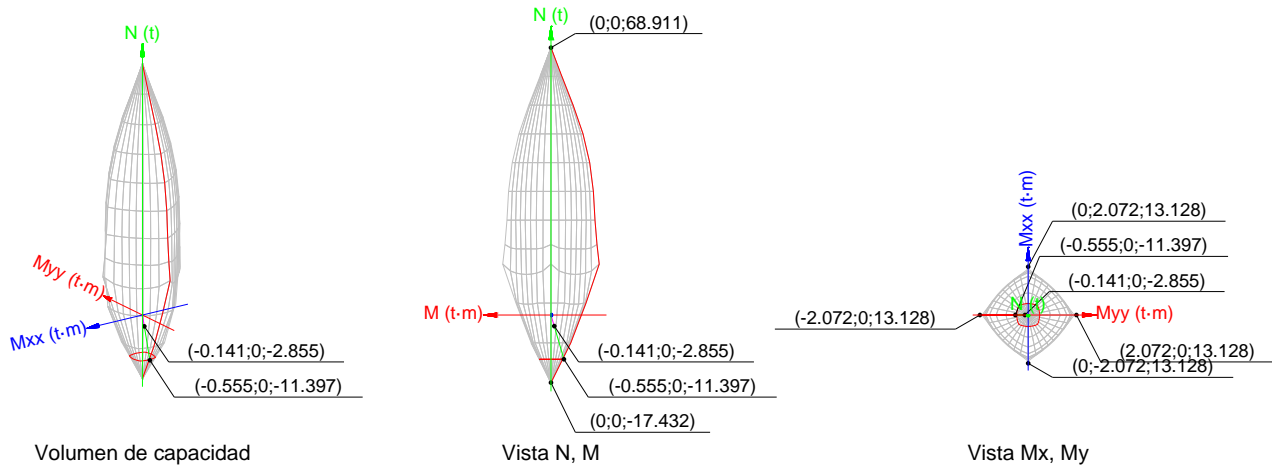
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.251} \quad \checkmark$$

Comprobaciones del pilar C5



Comprobación de resistencia de la sección (h_i)

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.

$$P_u : \frac{-2.855}{\quad} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{-0.141}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ 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.

$$\phi \cdot P_n : \frac{-11.397}{\quad} \text{ t}$$

$$\phi \cdot M_{n,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n,y} : \frac{-0.555}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

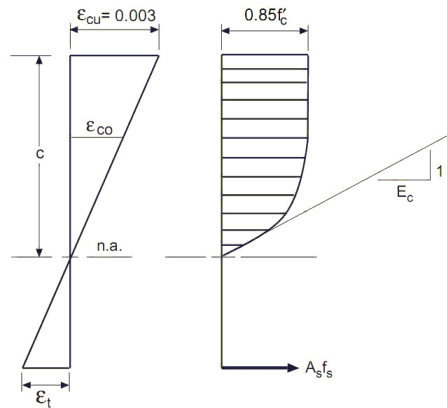
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones del pilar C5

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

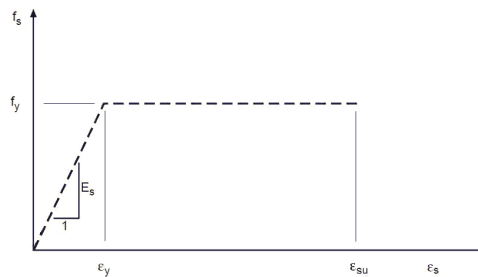
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

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.

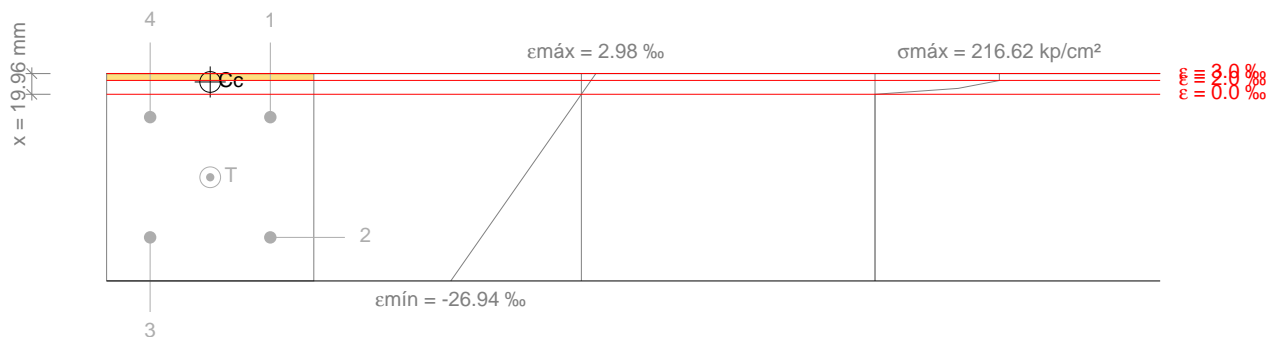


f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C5

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-4281.35	-0.003302
2	Ø12	58.00	58.00	-4281.35	-0.020653
3	Ø12	58.00	-58.00	-4281.35	-0.020649
4	Ø12	-58.00	-58.00	-4281.35	-0.003298

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.705	-91.94	-0.05
Cs	0.000	0.00	0.00
T	19.369	0.00	0.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-12.664} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-0.616} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{6.705} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{19.369} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-91.94} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.05} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0207}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

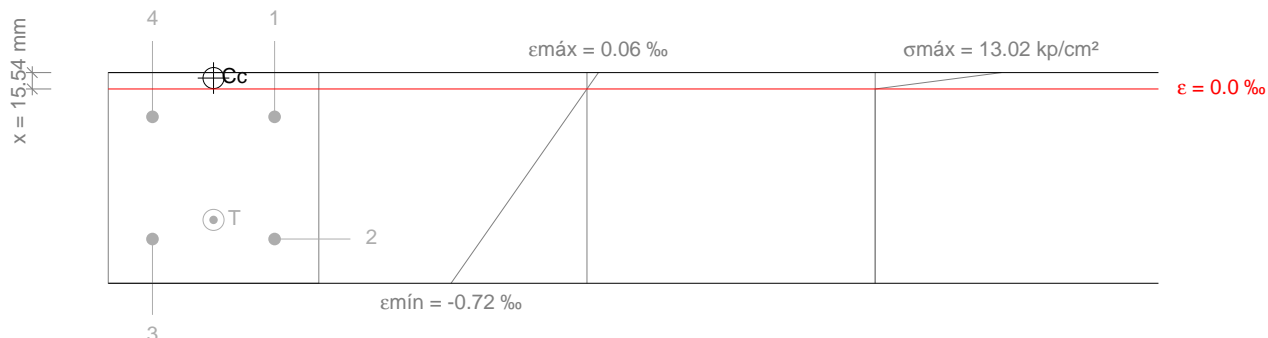
$$\sigma_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-211.78	-0.000104
2	Ø12	58.00	58.00	-1140.30	-0.000559
3	Ø12	58.00	-58.00	-1140.30	-0.000559
4	Ø12	-58.00	-58.00	-211.78	-0.000104

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.203	-94.81	0.00
Cs	0.000	0.00	0.00
T	3.058	39.83	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-2.855} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.141} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{0.203} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{3.058} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-94.81} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{39.83} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0006}$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

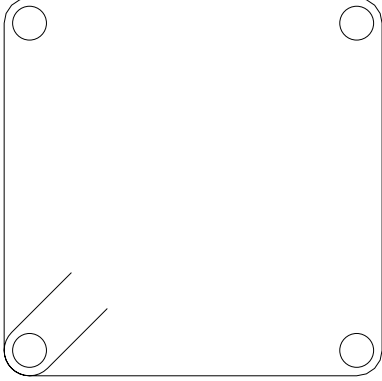
S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : 13.02 kp/cm²

S_{smax} : 1140.30 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C5

3.- COLUMNA TRAMO 3

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 20x20 cm
	Tramo : -6.400/-6.300 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-25	Plano ZX : 0.80 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 0.80 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 1.13 %	

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

La comprobación no procede

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

La comprobación no procede

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

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

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

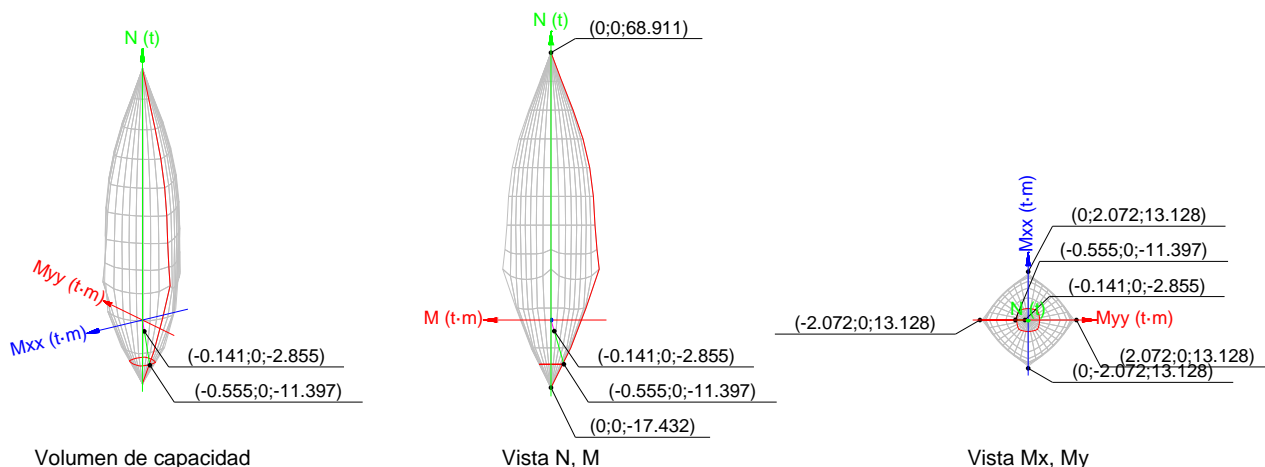
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Se debe satisfacer:

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

h : 0.251 ✓

Comprobaciones del pilar C5



Comprobación de resistencia de la sección (h_i)

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.

$$P_u : \frac{-2.855}{\quad} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \frac{-0.141}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \frac{-11.397}{\quad} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \frac{0.000}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \frac{-0.555}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

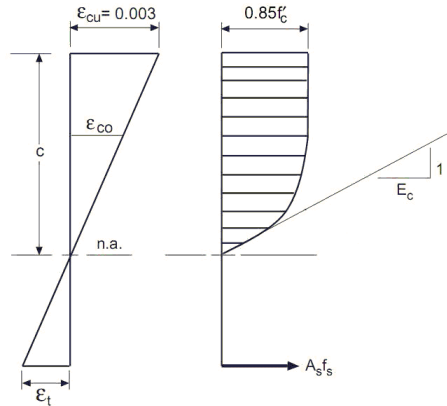
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones del pilar C5

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

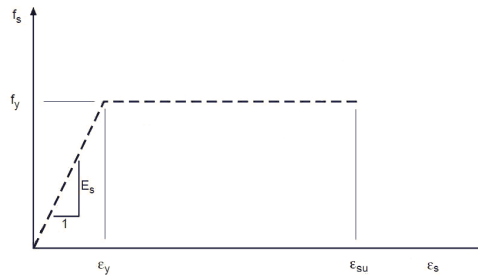
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

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.

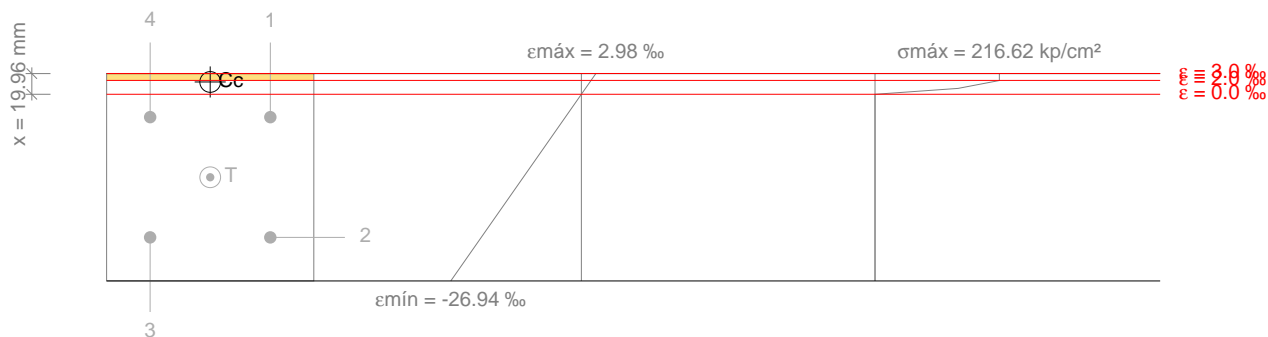


f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C5

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-4281.35	-0.003302
2	Ø12	58.00	58.00	-4281.35	-0.020653
3	Ø12	58.00	-58.00	-4281.35	-0.020649
4	Ø12	-58.00	-58.00	-4281.35	-0.003298

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	6.705	-91.94	-0.05
Cs	0.000	0.00	0.00
T	19.369	0.00	0.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-12.664} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-0.616} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{6.705} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{19.369} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-91.94} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-0.05} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{0.00} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0207}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

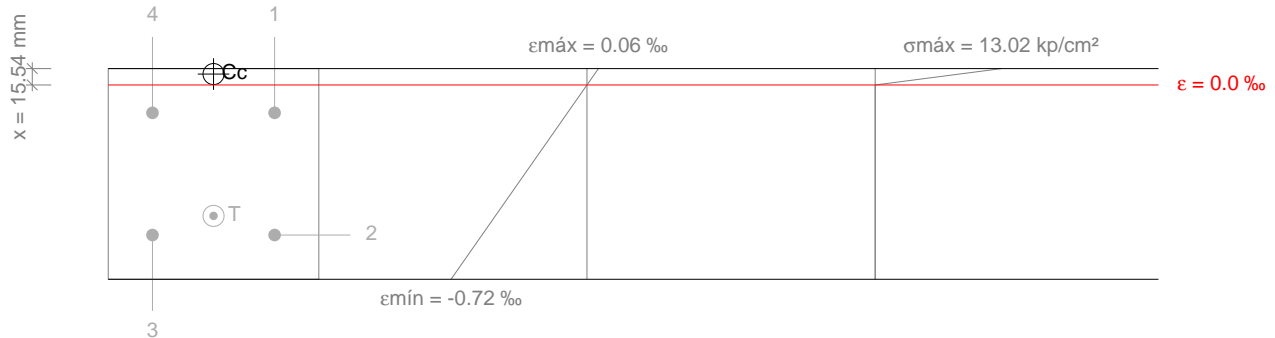
$$\sigma_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-211.78	-0.000104
2	Ø12	58.00	58.00	-1140.30	-0.000559
3	Ø12	58.00	-58.00	-1140.30	-0.000559
4	Ø12	-58.00	-58.00	-211.78	-0.000104

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	0.203	-94.81	0.00
Cs	0.000	0.00	0.00
T	3.058	39.83	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-2.855} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

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

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.141} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{0.203} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{3.058} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-94.81} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{39.83} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0001}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0006}$$

Comprobaciones del pilar C5

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : 13.02 kp/cm²

S_{smax} : 1140.30 kp/cm²



1.- DATOS DE OBRA

1.1.- Normas consideradas

Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)
 Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)
 Hormigón: CIRSOC 201-2005
 Categoría de uso: General

1.2.- Estados Límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CIRSOC 201-2005 Configuración de la cubierta: General
E.L.U. de rotura. Acero conformado	AISI/NASPEC-2007 (LRFD) ASCE 7
E.L.U. de rotura. Acero laminado	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Acciones características

1.2.1.- Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

$$- \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

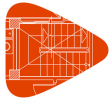
- Donde:

- 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. Hormigón: CIRSOC 201-2005

(9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		



(9-2)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(9-3a)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(9-3b)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800

(9-4)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

(9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.600

E.L.U. de rotura. Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD)



2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, L] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 S, L] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

2.3.2 - [3 Lr, W] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800



2.3.2 - [3 S, W] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.800

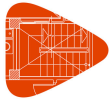
2.3.2 - [4 Lr] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [4 S] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.600	1.600

2.3.2 - [6] (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.600

E.L.U. de rotura. Acero laminado: ANSI / AISI 360-10 (LRFD)

2.3.2 - [1] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		
Viento (Q)		



2.3.2 - [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)		

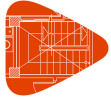
2.3.2 - [2 S] (ASCE/SEI 7-10)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

2.3.2 - [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)		

2.3.2 - [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)		

2.3.2 - [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

2.3.2 - [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



2.3.2 - [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

2.3.2 - [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

2.3.2 - [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

Desplazamientos

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000

2.- ESTRUCTURA

2.1.- Geometría

2.1.1.- Nudos

Referencias:

$\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$: Desplazamientos prescritos en ejes globales.

$\theta_x, \theta_y, \theta_z$: Giros prescritos en ejes globales.

Cada grado de libertad se marca con 'X' si está coaccionado y, en caso contrario, con '-'.



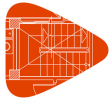
Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1	0.000	0.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N2	3.850	0.000	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N3	0.000	0.900	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N4	3.725	0.900	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N5	0.000	1.800	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N6	3.725	1.800	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N7	0.000	2.700	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N8	3.725	2.700	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N9	0.000	3.600	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N10	3.725	3.600	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N11	0.000	4.500	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N12	3.725	4.500	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N13	0.000	5.400	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N14	3.725	5.400	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N15	0.000	6.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N16	3.725	6.300	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N17	0.000	7.200	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N18	3.725	7.200	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N19	0.000	8.100	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N20	3.725	8.100	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N21	0.000	9.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N22	3.725	9.000	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N23	0.000	9.900	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N24	3.725	9.900	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N25	0.000	10.800	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N26	3.725	10.800	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N27	0.000	11.700	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N28	3.725	11.700	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N29	0.000	12.600	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N30	3.725	12.600	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N31	10.130	12.600	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N32	5.196	2.700	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N33	4.747	1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N34	4.299	0.900	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N35	5.644	3.600	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N36	6.093	4.500	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N37	6.541	5.400	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N38	6.990	6.300	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N39	7.439	7.200	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N40	7.887	8.100	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N41	8.336	9.000	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N42	8.784	9.900	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N43	9.233	10.800	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N44	9.681	11.700	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N45	8.421	-4.571	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N46	8.421	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N47	21.021	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N48	21.021	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N49	21.021	1.709	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N50	10.221	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N51	10.221	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N52	10.221	-3.674	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N53	11.121	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N54	11.121	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N55	11.121	-3.225	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N56	12.021	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N57	12.021	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N58	12.021	-2.777	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N59	12.921	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N60	12.921	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N61	12.921	-2.328	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N62	13.821	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N63	13.821	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N64	13.821	-1.880	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N65	14.721	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N66	14.721	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N67	14.721	-1.431	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N68	15.621	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N69	15.621	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N70	15.621	-0.982	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N71	16.521	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N72	16.521	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N73	16.521	-0.534	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N74	17.421	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N75	17.421	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N76	17.421	-0.085	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N77	18.321	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N78	18.321	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N79	18.321	0.363	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N80	19.221	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N81	19.221	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N82	19.221	0.812	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N83	20.121	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N84	20.121	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N85	20.121	1.260	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N86	9.321	-4.122	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N87	9.321	-8.421	0.000	X	X	X	-	-	-	Empotrado
N88	9.321	-4.696	0.000	X	X	X	-	-	-	Articulado
N89	10.130	12.600	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N90	9.681	11.700	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N91	9.233	10.800	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N92	8.784	9.900	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N93	8.336	9.000	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N94	7.887	8.100	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N95	7.439	7.200	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N96	6.990	6.300	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N97	6.541	5.400	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N98	6.093	4.500	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N99	5.644	3.600	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N100	5.196	2.700	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N101	4.747	1.800	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N102	4.299	0.900	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N103	3.850	0.000	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N104	3.935	-0.085	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N105	13.375	9.355	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N106	4.610	0.589	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N107	5.284	1.263	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N108	5.958	1.938	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N109	6.632	2.612	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N110	7.307	3.286	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N111	7.981	3.960	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N112	8.655	4.635	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N113	9.330	5.309	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N114	10.004	5.983	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N115	10.678	6.658	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N116	11.352	7.332	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N117	12.027	8.006	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N118	12.701	8.680	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N119	8.336	-4.487	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N120	17.776	4.954	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N121	9.010	-3.812	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N122	9.685	-3.138	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N123	10.359	-2.463	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N124	11.033	-1.789	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N125	11.708	-1.115	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N126	12.382	-0.440	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N127	13.056	0.234	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N128	13.730	0.908	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N129	14.405	1.582	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N130	15.079	2.257	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N131	15.753	2.931	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N132	16.428	3.605	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N133	17.102	4.280	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N134	3.935	-0.085	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N135	4.610	0.589	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N136	5.284	1.263	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N137	5.958	1.938	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N138	6.632	2.612	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N139	7.307	3.286	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N140	7.981	3.960	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N141	8.655	4.635	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N142	9.330	5.309	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N143	10.004	5.983	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N144	10.678	6.658	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N145	11.352	7.332	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N146	12.027	8.006	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N147	12.701	8.680	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N148	13.375	9.355	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N149	8.336	-4.487	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N150	9.010	-3.812	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N151	9.685	-3.138	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N152	10.359	-2.463	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N153	11.033	-1.789	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N154	11.708	-1.115	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N155	12.382	-0.440	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N156	13.056	0.234	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N157	13.730	0.908	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N158	14.405	1.582	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N159	15.079	2.257	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N160	15.753	2.931	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N161	16.428	3.605	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N162	17.102	4.280	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N163	17.776	4.954	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N164	8.421	-4.571	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N165	21.021	1.709	-1.200	-	-	-	-	-	-	Articulado
N166	20.121	1.260	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N167	19.221	0.812	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N168	18.321	0.363	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N169	17.421	-0.085	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N170	16.521	-0.534	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N171	15.621	-0.982	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N172	14.721	-1.431	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N173	13.821	-1.880	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N174	12.921	-2.328	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N175	12.021	-2.777	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N176	11.121	-3.225	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N177	10.221	-3.674	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N178	9.321	-4.122	-1.200	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N179	21.021	1.709	-6.060	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N180	21.021	1.709	-4.700	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N181	8.421	-4.571	-4.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N182	17.776	4.954	-6.060	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N183	17.776	4.954	-4.700	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N184	8.336	-4.487	-4.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N185	13.375	9.355	-6.060	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N186	3.935	-0.085	-4.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N187	10.130	12.600	-6.060	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N188	3.850	0.000	-4.700	X	X	X	X	X	X	Empotrado
N189	13.375	9.355	-4.700	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N190	10.130	12.600	-4.700	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N191	5.458	-0.260	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N192	6.132	0.415	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N193	6.807	1.089	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N194	7.481	1.763	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N195	8.155	2.438	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N196	8.830	3.112	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N197	9.504	3.786	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N198	10.178	4.460	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N199	10.852	5.135	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N200	11.527	5.809	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N201	12.201	6.483	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N202	12.875	7.158	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N203	13.550	7.832	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N204	8.836	-2.289	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N205	8.162	-2.963	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N206	9.510	-1.615	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N207	10.185	-0.940	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N208	10.859	-0.266	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N209	11.533	0.408	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N210	12.208	1.082	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N211	12.882	1.757	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N212	13.556	2.431	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N213	14.230	3.105	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N214	14.905	3.780	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N215	15.579	4.454	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N216	16.253	5.128	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N217	6.458	4.135	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N218	7.132	4.809	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N219	7.807	5.483	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N220	8.481	6.158	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N221	9.155	6.832	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N222	9.830	7.506	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N223	10.504	8.180	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N224	11.178	8.855	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N225	11.852	9.529	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N226	12.556	-1.963	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N227	13.230	-1.289	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N228	13.905	-0.615	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N229	14.579	0.060	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N230	15.253	0.734	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N231	15.927	1.408	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N232	16.602	2.083	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N233	17.276	2.757	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N234	17.950	3.431	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N235	5.784	3.460	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N236	6.493	2.751	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N237	6.941	3.651	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N238	7.390	4.551	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N239	7.839	5.451	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N240	8.287	6.351	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N241	8.736	7.251	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N242	9.184	8.151	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N243	9.633	9.051	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N244	10.081	9.951	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N245	10.530	10.851	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N246	4.444	3.600	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado



Nudos										
Referencia	Coordenadas			Vinculación exterior						Vinculación interior
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N247	5.341	5.400	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N248	6.239	7.200	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N249	7.136	9.000	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N250	8.033	10.800	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N251	11.882	-2.637	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N252	12.021	-3.977	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N253	11.173	-1.929	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N254	12.973	-1.031	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N255	13.821	-3.080	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N256	15.621	-2.183	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N257	14.773	-0.134	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N258	16.573	0.763	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N259	17.421	-1.286	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N260	19.221	-0.389	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N261	18.373	1.660	0.000	-	-	-	-	-	-	Empotrado

2.1.2.- Barras

2.1.2.1.- Materiales utilizados

Materiales utilizados							
Material		E	v	G	f _y	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)		(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(t/m ³)
Acero laminado	F-24	2038736.0	0.300	815494.4	2446.5	0.000012	7.850
Acero conformado	F-24	2069317.0	0.300	795891.2	2446.5	0.000012	7.850
Hormigón	H-20	214261.0	0.200	89275.4	-	0.000010	2.500

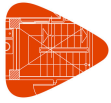
Notación:
 E: Módulo de elasticidad
 n: Módulo de poisson
 G: Módulo de elasticidad transversal
 f_y: Límite elástico
 a_t: Coeficiente de dilatación
 g: Peso específico

2.1.2.2.- Descripción

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	F-24	N135/N191	N135/N191	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N136/N192	N136/N192	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N137/N193	N137/N193	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N138/N194	N138/N194	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N139/N195	N139/N195	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-



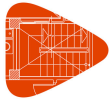
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N140/N196	N140/N196	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N141/N197	N141/N197	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N142/N198	N142/N198	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N143/N199	N143/N199	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N144/N200	N144/N200	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N145/N201	N145/N201	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N146/N202	N146/N202	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N147/N203	N147/N203	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N151/N204	N151/N204	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N150/N205	N150/N205	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N152/N206	N152/N206	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N153/N207	N153/N207	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N154/N208	N154/N208	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N155/N209	N155/N209	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N156/N210	N156/N210	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N157/N211	N157/N211	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N158/N212	N158/N212	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N159/N213	N159/N213	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N160/N214	N160/N214	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N161/N215	N161/N215	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N162/N216	N162/N216	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N139/N217	N139/N217	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N140/N218	N140/N218	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N141/N219	N141/N219	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N142/N220	N142/N220	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N143/N221	N143/N221	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N144/N222	N144/N222	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N145/N223	N145/N223	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N146/N224	N146/N224	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N147/N225	N147/N225	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N154/N226	N154/N226	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N155/N227	N155/N227	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N156/N228	N156/N228	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N157/N229	N157/N229	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N158/N230	N158/N230	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N159/N231	N159/N231	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N160/N232	N160/N232	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N161/N233	N161/N233	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N162/N234	N162/N234	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N138/N235	N138/N235	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N137/N32	N137/N32	L 20 x 20 x 3 (L)	1.613	1.00	1.00	-	-
		N136/N33	N136/N33	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	1.00	1.00	-	-



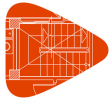
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N101/N107	N101/N107	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	1.00	1.00	-	-
		N99/N236	N99/N236	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N102/N106	N102/N106	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	1.00	1.00	-	-
		N135/N34	N135/N34	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	1.00	1.00	-	-
		N97/N238	N97/N238	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N95/N240	N95/N240	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N93/N242	N93/N242	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N91/N244	N91/N244	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N99/N246	N99/N246	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N97/N247	N97/N247	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N95/N248	N95/N248	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N93/N249	N93/N249	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N91/N250	N91/N250	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N101/N6	N101/N6	L 20 x 20 x 3 (L)	1.576	1.00	1.00	-	-
		N153/N251	N153/N251	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N152/N55	N152/N55	L 20 x 20 x 3 (L)	1.613	1.00	1.00	-	-
		N151/N52	N151/N52	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	1.00	1.00	-	-
		N150/N86	N150/N86	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	1.00	1.00	-	-
		N177/N122	N177/N122	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	1.00	1.00	-	-
		N177/N51	N177/N51	L 20 x 20 x 3 (L)	1.576	1.00	1.00	-	-
		N175/N252	N175/N252	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N175/N253	N175/N253	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N173/N254	N173/N254	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N173/N255	N173/N255	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N171/N256	N171/N256	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N171/N257	N171/N257	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N169/N258	N169/N258	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N169/N259	N169/N259	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N167/N260	N167/N260	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N167/N261	N167/N261	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	1.00	1.00	-	-
		N128/N105	N128/N105	L 20 x 20 x 3 (L)	8.454	1.00	1.00	-	-
		N120/N113	N120/N113	L 20 x 20 x 3 (L)	8.454	1.00	1.00	-	-
		N119/N113	N119/N113	L 20 x 20 x 3 (L)	9.846	1.00	1.00	-	-
		N104/N128	N104/N128	L 20 x 20 x 3 (L)	9.845	1.00	1.00	-	-
Acero conformado	F-24	N1/N2	N1/N2	C 160x60x20x2.5 (C)	3.850	1.00	1.00	-	-
		N2/N34	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N34/N33	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N33/N32	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N32/N35	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N35/N36	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N36/N37	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N37/N38	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N38/N39	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N39/N40	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N40/N41	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N41/N42	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N42/N43	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N43/N44	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N44/N31	N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N46/N45	N46/N45	C 160x60x20x2.5 (C)	3.850	1.00	1.00	-	-
		N45/N86	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N86/N52	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N52/N55	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N55/N58	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N58/N61	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N61/N64	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N64/N67	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N67/N70	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N70/N73	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N73/N76	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N76/N79	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N79/N82	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N82/N85	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N85/N49	N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N103/N102	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N102/N101	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N101/N100	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N100/N99	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N99/N98	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N98/N97	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N97/N96	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N96/N95	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N95/N94	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N94/N93	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N93/N92	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N92/N91	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N91/N90	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N90/N89	N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	1.006	2.00	1.00	-	-
		N102/N33	N102/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N100/N33	N100/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N100/N35	N100/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N98/N35	N98/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N98/N37	N98/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N96/N37	N96/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N96/N39	N96/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N94/N39	N94/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N94/N41	N94/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N92/N41	N92/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N92/N43	N92/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N90/N43	N90/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N90/N31	N90/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N102/N2	N102/N2	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N103/N2	N103/N2	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N102/N34	N102/N34	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N101/N33	N101/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N100/N32	N100/N32	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N99/N35	N99/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N98/N36	N98/N36	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N97/N37	N97/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N96/N38	N96/N38	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N95/N39	N95/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N94/N40	N94/N40	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N93/N41	N93/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N92/N42	N92/N42	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N91/N43	N91/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N90/N44	N90/N44	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N89/N31	N89/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N104/N106	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N106/N107	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N107/N108	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N108/N109	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N109/N110	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N110/N111	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N111/N112	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N112/N113	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N113/N114	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-



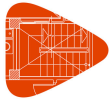
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N114/N115	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N115/N116	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N116/N117	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N117/N118	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N118/N105	N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N119/N121	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N121/N122	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N122/N123	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N123/N124	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N124/N125	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N125/N126	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N126/N127	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N127/N128	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N128/N129	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N129/N130	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N130/N131	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N131/N132	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N132/N133	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N133/N120	N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N134/N104	N134/N104	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N134/N135	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N135/N136	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N136/N137	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N137/N138	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N138/N139	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N139/N140	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N140/N141	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N141/N142	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N142/N143	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N143/N144	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N144/N145	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N145/N146	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N146/N147	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N147/N148	N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N135/N104	N135/N104	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N135/N107	N135/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N137/N107	N137/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N137/N109	N137/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N139/N109	N139/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N139/N111	N139/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N141/N111	N141/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N141/N113	N141/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N143/N113	N143/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N143/N115	N143/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N145/N115	N145/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N145/N117	N145/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-



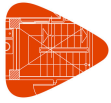
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N147/N117	N147/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N147/N105	N147/N105	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N135/N106	N135/N106	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N136/N107	N136/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N137/N108	N137/N108	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N138/N109	N138/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N139/N110	N139/N110	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N140/N111	N140/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N141/N112	N141/N112	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N142/N113	N142/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N143/N114	N143/N114	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N144/N115	N144/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N145/N116	N145/N116	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N146/N117	N146/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N147/N118	N147/N118	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N148/N105	N148/N105	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N149/N150	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N150/N151	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N151/N152	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N152/N153	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N153/N154	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N154/N155	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N155/N156	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N156/N157	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N157/N158	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N158/N159	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N159/N160	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N160/N161	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N161/N162	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N162/N163	N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	0.954	1.00	1.00	-	-
		N149/N119	N149/N119	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N150/N119	N150/N119	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N150/N122	N150/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N152/N122	N152/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N152/N124	N152/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N154/N124	N154/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N154/N126	N154/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N156/N126	N156/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N156/N128	N156/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N158/N128	N158/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N158/N130	N158/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N160/N130	N160/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N160/N132	N160/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N162/N132	N162/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N162/N120	N162/N120	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	1.00	1.00	-	-
		N150/N121	N150/N121	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-



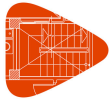
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N151/N122	N151/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N152/N123	N152/N123	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N153/N124	N153/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N154/N125	N154/N125	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N155/N126	N155/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N156/N127	N156/N127	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N157/N128	N157/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N158/N129	N158/N129	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N159/N130	N159/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N160/N131	N160/N131	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N161/N132	N161/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N162/N133	N162/N133	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N163/N120	N163/N120	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N164/N45	N164/N45	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N164/N178	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N178/N177	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N177/N176	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N176/N175	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N175/N174	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N174/N173	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N173/N172	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N172/N171	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N171/N170	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N170/N169	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N169/N168	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N168/N167	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N167/N166	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N166/N165	N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	1.006	1.00	1.00	-	-
		N178/N45	N178/N45	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N178/N52	N178/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N176/N52	N176/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N176/N58	N176/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-



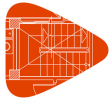
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N174/N58	N174/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N174/N64	N174/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N172/N64	N172/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N172/N70	N172/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N170/N70	N170/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N170/N76	N170/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N168/N76	N168/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N168/N82	N168/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N166/N82	N166/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N166/N49	N166/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	1.00	1.00	-	-
		N165/N49	N165/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N166/N85	N166/N85	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N167/N82	N167/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N168/N79	N168/N79	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N169/N76	N169/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N170/N73	N170/N73	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N171/N70	N171/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N172/N67	N172/N67	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N173/N64	N173/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N174/N61	N174/N61	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N175/N58	N175/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N176/N55	N176/N55	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N177/N52	N177/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N178/N86	N178/N86	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N52/N122	N52/N122	C 160x60x20x2.5 (C)	0.758	1.00	1.00	-	-
		N107/N33	N107/N33	C 160x60x20x2.5 (C)	0.759	1.00	1.00	-	-
		N122/N204	N122/N107	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N204/N192	N122/N107	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N192/N107	N122/N107	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N49/N120	N49/N120	C 160x60x20x2.5 (C)	4.589	1.00	1.00	-	-
		N105/N31	N105/N31	C 160x60x20x2.5 (C)	4.590	1.00	1.00	-	-
		N120/N105	N120/N105	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	1.00	1.00	-	-



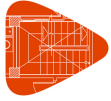
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N85/N234	N85/N133	C 160x60x20x2.5 (C)	3.070	1.00	1.00	-	-
		N234/N133	N85/N133	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N118/N225	N118/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N225/N245	N118/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	1.870	1.00	1.00	-	-
		N245/N44	N118/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N133/N216	N133/N118	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N216/N203	N133/N118	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N203/N118	N133/N118	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N82/N261	N82/N132	C 160x60x20x2.5 (C)	1.199	1.00	1.00	-	-
		N261/N233	N82/N132	C 160x60x20x2.5 (C)	1.551	1.00	1.00	-	-
		N233/N132	N82/N132	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N117/N224	N117/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N224/N244	N117/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	1.551	1.00	1.00	-	-
		N244/N43	N117/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N132/N215	N132/N117	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N215/N202	N132/N117	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N202/N117	N132/N117	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N79/N232	N79/N131	C 160x60x20x2.5 (C)	2.431	1.00	1.00	-	-
		N232/N131	N79/N131	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N116/N223	N116/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N223/N243	N116/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	1.232	1.00	1.00	-	-
		N243/N42	N116/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N131/N214	N131/N116	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N214/N201	N131/N116	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N201/N116	N131/N116	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N76/N258	N76/N130	C 160x60x20x2.5 (C)	1.199	1.00	1.00	-	-
		N258/N231	N76/N130	C 160x60x20x2.5 (C)	0.913	1.00	1.00	-	-
		N231/N130	N76/N130	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N115/N222	N115/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N222/N242	N115/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	0.913	1.00	1.00	-	-
		N242/N41	N115/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N130/N213	N130/N115	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N213/N200	N130/N115	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N200/N115	N130/N115	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N73/N230	N73/N129	C 160x60x20x2.5 (C)	1.793	1.00	1.00	-	-
		N230/N129	N73/N129	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N114/N221	N114/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N221/N241	N114/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	0.593	1.00	1.00	-	-
		N241/N40	N114/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N129/N212	N129/N114	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N212/N199	N129/N114	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N199/N114	N129/N114	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N70/N257	N70/N128	C 160x60x20x2.5 (C)	1.199	1.00	1.00	-	-
		N257/N229	N70/N128	C 160x60x20x2.5 (C)	0.274	1.00	1.00	-	-
		N229/N128	N70/N128	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N113/N220	N113/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-



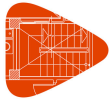
Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N220/N240	N113/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	0.274	1.00	1.00	-	-
		N240/N39	N113/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N128/N211	N128/N113	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N211/N198	N128/N113	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N198/N113	N128/N113	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N67/N228	N67/N127	C 160x60x20x2.5 (C)	1.155	1.00	1.00	-	-
		N228/N127	N67/N127	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N112/N239	N112/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	1.155	1.00	1.00	-	-
		N239/N219	N112/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	0.045	1.00	1.00	-	-
		N219/N38	N112/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	1.155	1.00	1.00	-	-
		N127/N210	N127/N112	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N210/N197	N127/N112	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N197/N112	N127/N112	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N64/N227	N64/N126	C 160x60x20x2.5 (C)	0.835	1.00	1.00	-	-
		N227/N254	N64/N126	C 160x60x20x2.5 (C)	0.364	1.00	1.00	-	-
		N254/N126	N64/N126	C 160x60x20x2.5 (C)	0.836	1.00	1.00	-	-
		N111/N238	N111/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	0.836	1.00	1.00	-	-
		N238/N218	N111/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	0.364	1.00	1.00	-	-
		N218/N37	N111/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	0.836	1.00	1.00	-	-
		N126/N209	N126/N111	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N209/N196	N126/N111	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N196/N111	N126/N111	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N61/N226	N61/N125	C 160x60x20x2.5 (C)	0.516	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N226/N125	N61/N125	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N110/N237	N110/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	0.517	1.00	1.00	-	-
		N237/N217	N110/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	0.683	1.00	1.00	-	-
		N217/N36	N110/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	0.517	1.00	1.00	-	-
		N125/N208	N125/N110	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N208/N195	N125/N110	C 160x60x20x2.5 (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N195/N110	N125/N110	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N58/N251	N58/N124	C 160x60x20x2.5 (C)	0.197	1.00	1.00	-	-
		N251/N253	N58/N124	C 160x60x20x2.5 (C)	1.003	1.00	1.00	-	-
		N253/N124	N58/N124	C 160x60x20x2.5 (C)	0.197	1.00	1.00	-	-
		N109/N236	N109/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	0.197	1.00	1.00	-	-
		N236/N235	N109/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	1.003	1.00	1.00	-	-
		N235/N35	N109/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	0.197	1.00	1.00	-	-
		N124/N207	N124/N109	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N207/N194	N124/N109	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N194/N109	N124/N109	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N108/N32	N108/N32	C 160x60x20x2.5 (C)	1.078	1.00	1.00	-	-
		N55/N123	N55/N123	C 160x60x20x2.5 (C)	1.078	1.00	1.00	-	-
		N123/N206	N123/N108	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N206/N193	N123/N108	2xC 160x60x20x2.5 ([]) (C)	3.824	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N193/N108	N123/N108	2xC 160x60x20x2.5([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N106/N34	N106/N34	C 160x60x20x2.5 (C)	0.440	1.00	1.00	-	-
		N86/N121	N86/N121	C 160x60x20x2.5 (C)	0.439	1.00	1.00	-	-
		N121/N205	N121/N106	2xC 160x60x20x2.5([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N205/N191	N121/N106	2xC 160x60x20x2.5([]) (C)	3.824	1.00	1.00	-	-
		N191/N106	N121/N106	2xC 160x60x20x2.5([]) (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N104/N2	N104/N2	C 160x60x20x2.5 (C)	0.121	1.00	1.00	-	-
		N45/N119	N45/N119	C 160x60x20x2.5 (C)	0.120	1.00	1.00	-	-
		N119/N104	N119/N104	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	1.00	1.00	-	-
		N48/N49	N48/N49	C 160x60x20x2.5 (C)	6.405	1.00	1.00	-	-
		N47/N48	N47/N48	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N84/N85	N84/N85	C 160x60x20x2.5 (C)	5.956	1.00	1.00	-	-
		N83/N84	N83/N84	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N81/N260	N81/N82	C 160x60x20x2.5 (C)	4.307	1.00	1.00	-	-
		N260/N82	N81/N82	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N80/N81	N80/N81	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N78/N79	N78/N79	C 160x60x20x2.5 (C)	5.059	1.00	1.00	-	-
		N77/N78	N77/N78	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N75/N259	N75/N76	C 160x60x20x2.5 (C)	3.410	1.00	1.00	-	-
		N259/N76	N75/N76	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N74/N75	N74/N75	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N72/N73	N72/N73	C 160x60x20x2.5 (C)	4.162	1.00	1.00	-	-
		N71/N72	N71/N72	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N69/N256	N69/N70	C 160x60x20x2.5 (C)	2.513	1.00	1.00	-	-
		N256/N70	N69/N70	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N68/N69	N68/N69	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N66/N67	N66/N67	C 160x60x20x2.5 (C)	3.265	1.00	1.00	-	-
		N65/N66	N65/N66	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N63/N255	N63/N64	C 160x60x20x2.5 (C)	1.616	1.00	1.00	-	-
		N255/N64	N63/N64	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N62/N63	N62/N63	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N60/N61	N60/N61	C 160x60x20x2.5 (C)	2.368	1.00	1.00	-	-
		N59/N60	N59/N60	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N54/N55	N54/N55	C 160x60x20x2.5 (C)	1.471	1.00	1.00	-	-
		N53/N54	N53/N54	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N51/N52	N51/N52	C 160x60x20x2.5 (C)	1.022	1.00	1.00	-	-
		N50/N51	N50/N51	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N57/N252	N57/N58	C 160x60x20x2.5 (C)	0.719	1.00	1.00	-	-
		N252/N58	N57/N58	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N56/N57	N56/N57	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N88/N86	N88/N86	C 160x60x20x2.5 (C)	0.574	1.00	1.00	-	-
		N87/N88	N87/N88	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N4/N34	N4/N34	C 160x60x20x2.5 (C)	0.574	1.00	1.00	-	-
		N3/N4	N3/N4	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-



Material		Descripción							
Tipo	Designación	Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
		N30/N31	N30/N31	C 160x60x20x2.5 (C)	6.405	1.00	1.00	-	-
		N29/N30	N29/N30	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N28/N44	N28/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	5.956	1.00	1.00	-	-
		N27/N28	N27/N28	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N26/N250	N26/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	4.308	1.00	1.00	-	-
		N250/N43	N26/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N25/N26	N25/N26	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N24/N42	N24/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	5.059	1.00	1.00	-	-
		N23/N24	N23/N24	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N22/N249	N22/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	3.411	1.00	1.00	-	-
		N249/N41	N22/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N21/N22	N21/N22	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N20/N40	N20/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	4.162	1.00	1.00	-	-
		N19/N20	N19/N20	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N18/N248	N18/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	2.514	1.00	1.00	-	-
		N248/N39	N18/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N17/N18	N17/N18	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N16/N38	N16/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	3.265	1.00	1.00	-	-
		N15/N16	N15/N16	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N14/N247	N14/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	1.616	1.00	1.00	-	-
		N247/N37	N14/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N13/N14	N13/N14	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N12/N36	N12/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	2.368	1.00	1.00	-	-



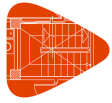
Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
		N11/N12	N11/N12	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N10/N246	N10/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	0.719	1.00	1.00	-	-
		N246/N35	N10/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	1.200	1.00	1.00	-	-
		N9/N10	N9/N10	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N8/N32	N8/N32	C 160x60x20x2.5 (C)	1.471	1.00	1.00	-	-
		N7/N8	N7/N8	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
		N6/N33	N6/N33	C 160x60x20x2.5 (C)	1.022	1.00	1.00	-	-
		N5/N6	N5/N6	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	1.00	1.00	-	-
Hormigón	H-20	N181/N164	N181/N164	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N184/N149	N184/N149	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N186/N134	N186/N134	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N188/N103	N188/N103	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N182/N183	N182/N163	20x20 (Rectangular)	1.360	1.00	1.00	-	-
		N183/N163	N182/N163	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N179/N180	N179/N165	20x20 (Rectangular)	1.360	1.00	1.00	-	-
		N180/N165	N179/N165	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N185/N189	N185/N148	20x20 (Rectangular)	1.360	1.00	1.00	-	-
		N189/N148	N185/N148	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
		N187/N190	N187/N89	20x20 (Rectangular)	1.360	1.00	1.00	-	-
		N190/N89	N187/N89	20x20 (Rectangular)	3.500	1.00	1.00	-	-
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' Lb _{Sup.} : Separación entre arriostramientos del ala superior Lb _{Inf.} : Separación entre arriostramientos del ala inferior									

2.1.2.3.- Características mecánicas



Tipos de pieza	
Ref.	Piezas
1	N135/N191, N136/N192, N137/N193, N138/N194, N139/N195, N140/N196, N141/N197, N142/N198, N143/N199, N144/N200, N145/N201, N146/N202, N147/N203, N151/N204, N150/N205, N152/N206, N153/N207, N154/N208, N155/N209, N156/N210, N157/N211, N158/N212, N159/N213, N160/N214, N161/N215, N162/N216, N139/N217, N140/N218, N141/N219, N142/N220, N143/N221, N144/N222, N145/N223, N146/N224, N147/N225, N154/N226, N155/N227, N156/N228, N157/N229, N158/N230, N159/N231, N160/N232, N161/N233, N162/N234, N138/N235, N137/N32, N136/N33, N101/N107, N99/N236, N102/N106, N135/N34, N97/N238, N95/N240, N93/N242, N91/N244, N99/N246, N97/N247, N95/N248, N93/N249, N91/N250, N101/N6, N153/N251, N152/N55, N151/N52, N150/N86, N177/N122, N177/N51, N175/N252, N175/N253, N173/N254, N173/N255, N171/N256, N171/N257, N169/N258, N169/N259, N167/N260, N167/N261, N128/N105, N120/N113, N119/N113 y N104/N128
2	N1/N2, N46/N45, N52/N122, N107/N33, N49/N120, N105/N31, N120/N105, N85/N133, N118/N44, N133/N118, N82/N132, N117/N43, N132/N117, N79/N131, N116/N42, N131/N116, N76/N130, N115/N41, N130/N115, N73/N129, N114/N40, N129/N114, N70/N128, N113/N39, N128/N113, N67/N127, N112/N38, N127/N112, N64/N126, N111/N37, N126/N111, N61/N125, N110/N36, N125/N110, N58/N124, N109/N35, N108/N32, N55/N123, N106/N34, N86/N121, N104/N2, N45/N119, N119/N104, N48/N49, N47/N48, N84/N85, N83/N84, N81/N82, N80/N81, N78/N79, N77/N78, N75/N76, N74/N75, N72/N73, N71/N72, N69/N70, N68/N69, N66/N67, N65/N66, N63/N64, N62/N63, N60/N61, N59/N60, N54/N55, N53/N54, N51/N52, N50/N51, N57/N58, N56/N57, N88/N86, N87/N88, N4/N34, N3/N4, N30/N31, N29/N30, N28/N44, N27/N28, N26/N43, N25/N26, N24/N42, N23/N24, N22/N41, N21/N22, N20/N40, N19/N20, N18/N39, N17/N18, N16/N38, N15/N16, N14/N37, N13/N14, N12/N36, N11/N12, N10/N35, N9/N10, N8/N32, N7/N8, N6/N33 y N5/N6
3	N2/N31, N45/N49, N102/N33, N100/N33, N100/N35, N98/N35, N98/N37, N96/N37, N96/N39, N94/N39, N94/N41, N92/N41, N92/N43, N90/N43, N90/N31, N102/N2, N103/N2, N102/N34, N101/N33, N100/N32, N99/N35, N98/N36, N97/N37, N96/N38, N95/N39, N94/N40, N93/N41, N92/N42, N91/N43, N90/N44, N89/N31, N164/N45, N178/N45, N178/N52, N176/N52, N176/N58, N174/N58, N174/N64, N172/N64, N172/N70, N170/N70, N170/N76, N168/N76, N168/N82, N166/N82, N166/N49, N165/N49, N166/N85, N167/N82, N168/N79, N169/N76, N170/N73, N171/N70, N172/N67, N173/N64, N174/N61, N175/N58, N176/N55, N177/N52 y N178/N86
4	N103/N89 y N164/N165
5	N104/N105 y N119/N120
6	N134/N104, N135/N104, N135/N107, N137/N107, N137/N109, N139/N109, N139/N111, N141/N111, N141/N113, N143/N113, N143/N115, N145/N115, N145/N117, N147/N117, N147/N105, N135/N106, N136/N107, N137/N108, N138/N109, N139/N110, N140/N111, N141/N112, N142/N113, N143/N114, N144/N115, N145/N116, N146/N117, N147/N118, N148/N105, N149/N119, N150/N119, N150/N122, N152/N122, N152/N124, N154/N124, N154/N126, N156/N126, N156/N128, N158/N128, N158/N130, N160/N130, N160/N132, N162/N132, N162/N120, N150/N121, N151/N122, N152/N123, N153/N124, N154/N125, N155/N126, N156/N127, N157/N128, N158/N129, N159/N130, N160/N131, N161/N132, N162/N133 y N163/N120
7	N134/N148 y N149/N163
8	N122/N107, N124/N109, N123/N108 y N121/N106
9	N181/N164, N184/N149, N186/N134, N188/N103, N182/N163, N179/N165, N185/N148 y N187/N89

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	It (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	F-24	1	L 20 x 20 x 3, (L)	1.12	0.51	0.51	0.39	0.39	0.03
Acero conformado	F-24	2	C 160x60x20x2.5, (C)	7.59	2.40	4.06	294.69	36.98	0.16



Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	It (cm ⁴)
Tipo	Designación								
		3	C 80x50x20x1.6, (C)	3.35	1.29	1.56	34.74	12.84	0.03
		4	C 100x50x20x2, (C)	4.53	1.60	2.27	71.29	16.89	0.06
		5	C 160x60x20x3.2, (C)	9.56	3.03	5.16	366.01	44.99	0.33
		6	C 100x50x20x2.5, (C)	5.59	1.98	2.81	86.54	20.25	0.12
		7	C 180x70x25x3.2, (C)	11.16	3.56	5.96	548.74	75.26	0.38
		8	C 160x60x20x2.5, Doble en cajón soldado, (C) Cordón discontinuo	15.17	4.79	8.12	589.39	333.62	0.32
Hormigón	H-20	9	20x20, (Rectangular)	400.00	333.33	333.33	13333.33	13333.33	22400.00

Notación:
 Ref.: Referencia
 A: Área de la sección transversal
 Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'
 Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'
 Iyy: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'
 Izz: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'
 It: Inercia a torsión
 Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.

2.1.2.4.- Tabla de cómputo

Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
Acero laminado	F-24	N135/N191	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N136/N192	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N137/N193	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N138/N194	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N139/N195	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N140/N196	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N141/N197	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N142/N198	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N143/N199	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N144/N200	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N145/N201	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N146/N202	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N147/N203	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N151/N204	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N150/N205	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N152/N206	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N153/N207	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N154/N208	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N155/N209	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N156/N210	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N157/N211	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
N158/N212	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		
N159/N213	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		
N160/N214	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		
N161/N215	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		
N162/N216	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		
N139/N217	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49		

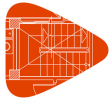


Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N140/N218	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N141/N219	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N142/N220	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N143/N221	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N144/N222	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N145/N223	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N146/N224	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N147/N225	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N154/N226	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N155/N227	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N156/N228	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N157/N229	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N158/N230	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N159/N231	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N160/N232	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N161/N233	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N162/N234	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N138/N235	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N137/N32	L 20 x 20 x 3 (L)	1.613	0.000	1.42
		N136/N33	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	0.000	1.25
		N101/N107	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	0.000	1.25
		N99/N236	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N102/N106	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	0.000	1.12
		N135/N34	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	0.000	1.12
		N97/N238	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N95/N240	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N93/N242	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N91/N244	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N99/N246	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N97/N247	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N95/N248	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N93/N249	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N91/N250	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N101/N6	L 20 x 20 x 3 (L)	1.576	0.000	1.39
		N153/N251	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N152/N55	L 20 x 20 x 3 (L)	1.613	0.000	1.42
		N151/N52	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	0.000	1.25
		N150/N86	L 20 x 20 x 3 (L)	1.278	0.000	1.12
		N177/N122	L 20 x 20 x 3 (L)	1.420	0.000	1.25
		N177/N51	L 20 x 20 x 3 (L)	1.576	0.000	1.39
		N175/N252	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N175/N253	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49



Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil (Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N173/N254	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N173/N255	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N171/N256	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N171/N257	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N169/N258	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N169/N259	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N167/N260	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N167/N261	L 20 x 20 x 3 (L)	1.697	0.000	1.49
		N128/N105	L 20 x 20 x 3 (L)	8.454	0.001	7.43
		N120/N113	L 20 x 20 x 3 (L)	8.454	0.001	7.43
		N119/N113	L 20 x 20 x 3 (L)	9.846	0.001	8.66
		N104/N128	L 20 x 20 x 3 (L)	9.845	0.001	8.66
Acero conformado	F-24	N1/N2	C 160x60x20x2.5 (C)	3.850	0.003	22.92
		N2/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	14.078	0.005	37.02
		N46/N45	C 160x60x20x2.5 (C)	3.850	0.003	22.92
		N45/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	14.078	0.005	37.02
		N103/N89	C 100x50x20x2 (C)	14.078	0.006	50.11
		N102/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N100/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N100/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N98/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N98/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N96/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N96/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N94/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N94/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N92/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N92/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N90/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N90/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N102/N2	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N103/N2	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N102/N34	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N101/N33	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N100/N32	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N99/N35	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N98/N36	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N97/N37	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N96/N38	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N95/N39	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N94/N40	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N93/N41	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16



Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N92/N42	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N91/N43	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N90/N44	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N89/N31	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N104/N105	C 160x60x20x3.2 (C)	13.350	0.013	100.19
		N119/N120	C 160x60x20x3.2 (C)	13.351	0.013	100.20
		N134/N104	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N134/N148	C 180x70x25x3.2 (C)	13.350	0.015	116.96
		N135/N104	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N135/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N137/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N137/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N139/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N139/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N141/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N141/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N143/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N143/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N145/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N145/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N147/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N147/N105	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N135/N106	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N136/N107	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N137/N108	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N138/N109	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N139/N110	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N140/N111	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N141/N112	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N142/N113	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N143/N114	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N144/N115	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N145/N116	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N146/N117	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N147/N118	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N148/N105	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N149/N163	C 180x70x25x3.2 (C)	13.351	0.015	116.97
		N149/N119	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N150/N119	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N150/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N152/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N152/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72

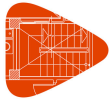


Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N154/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N154/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N156/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N156/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N158/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N158/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N160/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N160/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N162/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N162/N120	C 100x50x20x2.5 (C)	1.533	0.001	6.72
		N150/N121	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N151/N122	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N152/N123	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N153/N124	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N154/N125	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N155/N126	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N156/N127	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N157/N128	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N158/N129	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N159/N130	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N160/N131	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N161/N132	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N162/N133	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N163/N120	C 100x50x20x2.5 (C)	1.200	0.001	5.26
		N164/N45	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N164/N165	C 100x50x20x2 (C)	14.078	0.006	50.11
		N178/N45	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N178/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N176/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N176/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N174/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N174/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N172/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N172/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N170/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N170/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N168/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N168/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N166/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N166/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.566	0.001	4.12
		N165/N49	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N166/N85	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16



Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N167/N82	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N168/N79	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N169/N76	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N170/N73	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N171/N70	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N172/N67	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N173/N64	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N174/N61	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N175/N58	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N176/N55	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N177/N52	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N178/N86	C 80x50x20x1.6 (C)	1.200	0.000	3.16
		N52/N122	C 160x60x20x2.5 (C)	0.758	0.001	4.52
		N107/N33	C 160x60x20x2.5 (C)	0.759	0.001	4.52
		N122/N107	2xC 160x60x20x2.5([I] (C)	6.224	0.009	74.12
		N49/N120	C 160x60x20x2.5 (C)	4.589	0.003	27.32
		N105/N31	C 160x60x20x2.5 (C)	4.590	0.003	27.33
		N120/N105	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N85/N133	C 160x60x20x2.5 (C)	4.270	0.003	25.42
		N118/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	4.270	0.003	25.43
		N133/N118	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N82/N132	C 160x60x20x2.5 (C)	3.951	0.003	23.52
		N117/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	3.951	0.003	23.53
		N132/N117	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N79/N131	C 160x60x20x2.5 (C)	3.631	0.003	21.62
		N116/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	3.632	0.003	21.63
		N131/N116	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N76/N130	C 160x60x20x2.5 (C)	3.312	0.003	19.72
		N115/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	3.313	0.003	19.73
		N130/N115	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N73/N129	C 160x60x20x2.5 (C)	2.993	0.002	17.82
		N114/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	2.993	0.002	17.82
		N129/N114	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N70/N128	C 160x60x20x2.5 (C)	2.674	0.002	15.92
		N113/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	2.674	0.002	15.92
		N128/N113	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N67/N127	C 160x60x20x2.5 (C)	2.355	0.002	14.02
		N112/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	2.355	0.002	14.02
		N127/N112	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N64/N126	C 160x60x20x2.5 (C)	2.035	0.002	12.12
		N111/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	2.036	0.002	12.12

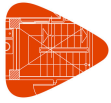


Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N126/N111	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N61/N125	C 160x60x20x2.5 (C)	1.716	0.001	10.22
		N110/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	1.717	0.001	10.22
		N125/N110	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N58/N124	C 160x60x20x2.5 (C)	1.397	0.001	8.32
		N109/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	1.397	0.001	8.32
		N124/N109	2xC 160x60x20x2.5([(C)	6.224	0.009	74.12
		N108/N32	C 160x60x20x2.5 (C)	1.078	0.001	6.42
		N55/N123	C 160x60x20x2.5 (C)	1.078	0.001	6.42
		N123/N108	2xC 160x60x20x2.5([(C)	6.224	0.009	74.12
		N106/N34	C 160x60x20x2.5 (C)	0.440	0.000	2.62
		N86/N121	C 160x60x20x2.5 (C)	0.439	0.000	2.62
		N121/N106	2xC 160x60x20x2.5([(C)	6.224	0.009	74.12
		N104/N2	C 160x60x20x2.5 (C)	0.121	0.000	0.72
		N45/N119	C 160x60x20x2.5 (C)	0.120	0.000	0.71
		N119/N104	C 160x60x20x2.5 (C)	6.224	0.005	37.06
		N48/N49	C 160x60x20x2.5 (C)	6.405	0.005	38.14
		N47/N48	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N84/N85	C 160x60x20x2.5 (C)	5.956	0.005	35.47
		N83/N84	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N81/N82	C 160x60x20x2.5 (C)	5.508	0.004	32.80
		N80/N81	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N78/N79	C 160x60x20x2.5 (C)	5.059	0.004	30.13
		N77/N78	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N75/N76	C 160x60x20x2.5 (C)	4.611	0.003	27.45
		N74/N75	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N72/N73	C 160x60x20x2.5 (C)	4.162	0.003	24.78
		N71/N72	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N69/N70	C 160x60x20x2.5 (C)	3.714	0.003	22.11
		N68/N69	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N66/N67	C 160x60x20x2.5 (C)	3.265	0.002	19.44
		N65/N66	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N63/N64	C 160x60x20x2.5 (C)	2.816	0.002	16.77
		N62/N63	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N60/N61	C 160x60x20x2.5 (C)	2.368	0.002	14.10
		N59/N60	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N54/N55	C 160x60x20x2.5 (C)	1.471	0.001	8.76
		N53/N54	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N51/N52	C 160x60x20x2.5 (C)	1.022	0.001	6.09



Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil (Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
		N50/N51	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N57/N58	C 160x60x20x2.5 (C)	1.919	0.001	11.43
		N56/N57	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N88/N86	C 160x60x20x2.5 (C)	0.574	0.000	3.42
		N87/N88	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N4/N34	C 160x60x20x2.5 (C)	0.574	0.000	3.42
		N3/N4	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N30/N31	C 160x60x20x2.5 (C)	6.405	0.005	38.14
		N29/N30	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N28/N44	C 160x60x20x2.5 (C)	5.956	0.005	35.47
		N27/N28	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N26/N43	C 160x60x20x2.5 (C)	5.508	0.004	32.80
		N25/N26	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N24/N42	C 160x60x20x2.5 (C)	5.059	0.004	30.13
		N23/N24	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N22/N41	C 160x60x20x2.5 (C)	4.611	0.003	27.45
		N21/N22	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N20/N40	C 160x60x20x2.5 (C)	4.162	0.003	24.78
		N19/N20	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N18/N39	C 160x60x20x2.5 (C)	3.714	0.003	22.11
		N17/N18	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N16/N38	C 160x60x20x2.5 (C)	3.265	0.002	19.44
		N15/N16	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N14/N37	C 160x60x20x2.5 (C)	2.816	0.002	16.77
		N13/N14	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N12/N36	C 160x60x20x2.5 (C)	2.368	0.002	14.10
		N11/N12	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N10/N35	C 160x60x20x2.5 (C)	1.919	0.001	11.43
		N9/N10	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N8/N32	C 160x60x20x2.5 (C)	1.471	0.001	8.76
		N7/N8	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
		N6/N33	C 160x60x20x2.5 (C)	1.022	0.001	6.09
		N5/N6	C 160x60x20x2.5 (C)	3.725	0.003	22.18
Hormigón	H-20	N181/N164	20x20 (Rectangular)	3.500	0.000	350.00
		N184/N149	20x20 (Rectangular)	3.500	0.000	350.00
		N186/N134	20x20 (Rectangular)	3.500	0.000	350.00
		N188/N103	20x20 (Rectangular)	3.500	0.000	350.00
		N182/N163	20x20 (Rectangular)	4.860	0.000	486.00
		N179/N165	20x20 (Rectangular)	4.860	0.000	486.00
		N185/N148	20x20 (Rectangular)	4.860	0.000	486.00
		N187/N89	20x20 (Rectangular)	4.860	0.000	486.00



Tabla de cómputo						
Material		Pieza (Ni/Nf)	Perfil (Serie)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Peso (kg)
Tipo	Designación					
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final						

2.1.2.5.- Resumen de cómputo

Resumen de cómputo												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m ³)	Serie (m ³)	Material (m ³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
Acero laminado	F-24	L	L 20 x 20 x 3	164.496	164.496	164.496	0.018	0.018	0.018	144.62	144.62	144.62
Acero conformado	F-24	C	C 160x60x20x2.5	348.804	642.169	642.169	0.265	0.451	0.451	2076.93	3537.97	3537.97
			C 80x50x20x1.6	107.994			0.036			284.01		
			C 100x50x20x2	28.157			0.013			100.23		
			C 160x60x20x3.2	26.701			0.026			200.39		
			C 100x50x20x2.5	78.917			0.044			346.01		
			C 180x70x25x3.2	26.701			0.030			233.93		
			C 160x60x20x2.5, Doble en cajón soldado	24.895			0.038			296.47		
Hormigón	H-20	Rectangular	20x20	33.440	33.440	33.440	0.000	0.000	0.000	3344.00	3344.00	3344.00

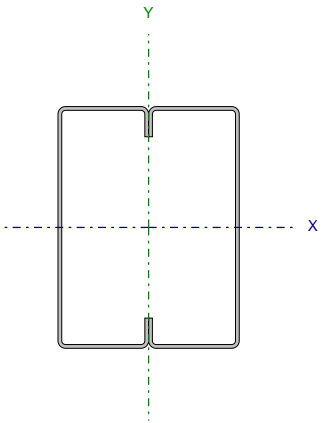
2.1.2.6.- Cómputo de superficies

Perfiles de acero: Cómputo de las superficies a pintar					
Tipo	Serie	Perfil	Superficie unitaria (m ² /m)	Longitud (m)	Superficie (m ²)
Acero conformado	C	C 160x60x20x2.5	0.612	348.804	213.412
		C 80x50x20x1.6	0.422	107.994	45.570
		C 100x50x20x2	0.457	28.157	12.881
		C 160x60x20x3.2	0.604	26.701	16.126
		C 100x50x20x2.5	0.452	78.917	35.658
		C 180x70x25x3.2	0.704	26.701	18.796
		C 160x60x20x2.5, Doble en cajón soldado	0.562	24.895	14.002
Subtotal					356.444
Acero laminado	L	L 20 x 20 x 3	0.080	164.496	13.160
Subtotal					13.160
Total					369.604

Hormigón: Cómputo de las superficies de encofrado				
Serie	Perfil	Superficie unitaria (m ² /m)	Longitud (m)	Superficie (m ²)
Rectangular	20x20	0.800	33.440	26.752
Total				26.752

Comprobaciones correa más solicitada - Iglesia

Barra N122/N107

Perfil: C 160x60x20x2.5, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo) Material: Acero (F-24)							
	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)
		N122	N107	6.224	15.17	589.39	333.62
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	1.00	1.00	0.00	0.00			
L _K	6.224	6.224	0.000	0.000			
C _m	1.000	1.000	-	-			
C _b	-		1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _x	M _y V _x	MT	MP	TPTrMV	
N122/N107	w / t ≤ (w / t) _{max} Cumple	x: 6.224 m η = 2.3	x: 0 m η = 12.7	N.P. ⁽¹⁾	x: 3.112 m η = 40.1	x: 6.224 m η < 0.1	N.P. ⁽²⁾	x: 6.224 m η = 5.2	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 2.723 m η = 15.5	N.P. ⁽⁵⁾	x: 3.112 m η = 22.9	x: 3.112 m η = 52.9	x: 2.723 m η = 52.1	CUMPLE h = 52.9
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje X M _y V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Nota: El análisis de piezas compuestas se realiza mediante la verificación de cada uno de los perfiles simples que las constituyen. Las comprobaciones de dichos perfiles se realizan para los esfuerzos calculados a partir de los que actúan sobre la pieza compuesta, según sus características mecánicas. Para las comprobaciones de estabilidad se utiliza la esbeltez mecánica ideal, obtenida en función de la esbeltez de la pieza y una esbeltez complementaria que tiene en cuenta la separación de los enlaces entre los perfiles simples.

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 90$$

$$w_1 / t : \underline{20.00} \checkmark$$

Donde:

 w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$w_1 : \underline{50.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{60.00} \checkmark$$

Donde:

 w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$w_2 : \underline{150.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{6.00} \checkmark$$

Donde:

 w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$w_3 : \underline{15.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.023} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N107, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$T_f : \underline{0.389} \text{ t}$

 T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \phi_t T_n$$

$T_c : \underline{16.702} \text{ t}$

Donde:

 j_t : Factor de resistencia para tracción.

$j_t : \underline{0.90}$

 T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$T_n : \underline{18.557} \text{ t}$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$T_n : \underline{18.557} \text{ t}$

Donde:

 A_g : Área de la sección bruta.

$A_g : \underline{7.59} \text{ cm}^2$

 F_y : Límite elástico del acero.

$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

$$h_c : \underline{0.127} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N122, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f : \underline{0.728} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$P_c : \underline{5.714} \quad t$$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$$j_c : \underline{0.85}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores C4.1 y C4.2.

$$P_n : \underline{6.722} \quad t$$

C4.1 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{6.722} \quad t$$

Donde:

A_e : Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{6.56} \quad \text{cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{1024.66} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$l_c : \underline{1.44}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones C4.1.1 a C4.1.4.

$$F_e : \underline{1176.58} \quad \text{kp/cm}^2$$

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit} : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} : \underline{1176.58} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

Ya que esta norma no considera la posibilidad de combinaciones de compresión y otros esfuerzos para secciones compuestas, las esbelteces han sido modificadas según el método descrito al inicio de este listado. Para las reglas especificadas en la norma, se puede consultar el Capítulo D1.

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$F_{ex} : \underline{2048.47} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

I: Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje X.

$$I : \underline{99.85}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$F_{ey} : \underline{1176.58} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

Comprobaciones correa más solicitada - Iglesia

E: Módulo de Young.

E : 2069317.02 kp/cm²

I : Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje Y.

I : 131.75

C4.1.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección C4.1.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

C4.2 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C4.2 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B : \underline{0.401} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.344} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.112 m del nudo N122, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.112 m del nudo N122, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.344} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.856} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$M_n : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$

$$S_{ex} : \underline{36.84} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{294.69} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{36.98} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{13.63} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{80.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N107, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N107, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.201} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.219} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$M_n^+ : \underline{0.219} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_n^- : \underline{0.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$S_{ey}^+ : \underline{8.94} \text{ cm}^3$$

$$S_{ey}^- : \underline{8.64} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex}^+ : \underline{294.69} \text{ cm}^4$$

$$I_{ex}^- : \underline{293.26} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey}^+ : \underline{36.98} \text{ cm}^4$$

$$I_{ey}^- : \underline{33.40} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x^+ : \underline{41.37} \text{ mm}$$

$$x^- : \underline{38.65} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{60.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.052} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N107, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.271} \quad \text{t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{5.229} \quad \text{t}$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{5.505} \quad \text{t}$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{5.505} \quad \text{t}$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{3.75} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{150.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{150.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.155} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.723 m del nudo N122, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.155}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.337} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{0.856} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.034} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{5.229} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$h_f : \underline{0.229} \quad \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.183} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.112 m del nudo N122, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

Comprobaciones correa más solicitada - Iglesia

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$h_f : \underline{0.229}$$

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{36.84} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{294.69} \text{ cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{36.98} \text{ cm}^4$$

I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{13.63} \text{ mm}$$

y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{80.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$j_{by} : \underline{0.95}$$

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{0.219} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{8.94} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{294.69} \text{ cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{36.98} \text{ cm}^4$$

I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$x_t : \underline{41.37} \text{ mm}$$

y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$y_t : \underline{60.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

j_t : Factor de resistencia para tracción.

$$j_t : \underline{0.90}$$

T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f : \underline{0.389} \text{ t}$$

T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.

$$T_n : \underline{18.557} \text{ t}$$

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$h : \underline{0.183}$$

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.176} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones correa más solicitada - Iglesia

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} :	<u>0.901</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} :	<u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	<u>0.000</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} :	<u>0.211</u> t·m
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t :	<u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f :	<u>0.389</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n :	<u>18.557</u> t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

(b) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\Phi_c P_n} \leq 0.15$

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\Phi_{by} M_{ny}} \leq 1$$

h : 0.529 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 3.112 m del nudo N122, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c :	<u>0.85</u>
P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	P_r :	<u>0.728</u> t
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	P_n :	<u>6.727</u> t
j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} :	<u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	<u>0.344</u> t·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} :	<u>0.901</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} :	<u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	<u>0.000</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} :	<u>0.219</u> t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

h : 0.521 ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

h : 0.005 ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

h : 0.272 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 2.723 m del nudo N122, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_f}{A_e}$$

f_a : 110.95 kp/cm²

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_f : 0.728 t

A_e : Área de la sección eficaz.

A_e : 6.56 cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

x : -13.63 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

y : 80.00 mm

f_{bx} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : 914.94 kp/cm²

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : -0.337 t·m

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

I_x : 294.69 cm⁴

f_{by} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

f_{by} : 0.24 kp/cm²

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fy} : 0.000 t·m

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

I_y : 36.98 cm⁴

f_{Vx} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

f_{Vx} : 0.00 kp/cm²

f_{Vy} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.

f_{Vy} : -6.21 kp/cm²

f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.

f_{Tr} : 0.00 kp/cm²

F_a : Resistencia a compresión de la sección.

$$F_a = \phi_c F_n$$

F_a : 871.51 kp/cm²

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

j_c : 0.85

F_n : Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo C4.

F_n : 1025.30 kp/cm²

Comprobaciones correa más solicitada - Iglesia

F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

F_y : Límite elástico del acero.

F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

F_y : Límite elástico del acero.

F_{Tr} : Resistencia a torsión de la sección.

$$F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$$

Donde:

j_{Tr} : Factor de resistencia para torsión.

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_{bx} : \frac{2324.16}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \frac{2324.16}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$j_b : \frac{0.95}{}$$

$$F_y : \frac{2446.48}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{vx} : \frac{1341.85}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{vy} : \frac{1341.85}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$j_v : \frac{0.95}{}$$

$$F_y : \frac{2446.48}{} \text{ kp/cm}^2$$

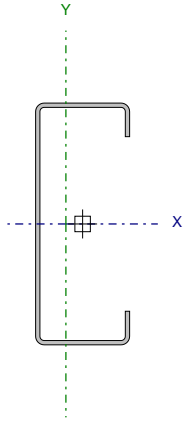
$$F_{Tr} : \frac{1271.23}{} \text{ kp/cm}^2$$

$$j_{Tr} : \frac{0.90}{}$$

$$F_y : \frac{2446.48}{} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones cordon inferior VM3 - Iglesia

Barra N141/N142

Perfil: C 180x70x25x3.2 Material: Acero (F-24)									
	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)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N141	N142	0.954	11.16	548.74	75.26	0.38	-12.45	0.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad									
		Pandeo			Pandeo lateral				
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.				
β	1.00	1.00	0.00	0.00					
L _K	0.954	0.954	0.000	0.000					
C _m	1.000	1.000	-	-					
C _b	-			1.000					
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico									

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _x	M _y V _x	MT	MP	TPTrMV	
N141/N142	w / t ≤ (w / t) _{max} Cumple	η = 36.3	η = 88.0	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 2.7	x: 0 m η = 8.0	x: 0 m η = 0.3	η = 0.2	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m η = 0.1	x: 0 m η = 0.6	x: 0 m η = 39.2	x: 0 m η = 99.7	x: 0 m η = 98.9	CUMPLE h = 99.7
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y M _y V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽²⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 90$$

$$w_1 / t : \underline{17.88} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$$w_1 : \underline{57.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{52.25} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$$w_2 : \underline{167.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{5.81} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$$w_3 : \underline{18.60} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.363} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f : \underline{8.910} \text{ t}$$

 T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \varphi_t T_n$$

$$T_c : \underline{24.574} \text{ t}$$

Donde:

 j_t : Factor de resistencia para tracción.

$$j_t : \underline{0.90}$$

 T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$$T_n : \underline{27.304} \text{ t}$$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$$T_n : \underline{27.304} \text{ t}$$

Donde:

 A_g : Área de la sección bruta.

$$A_g : \underline{11.16} \text{ cm}^2$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

$$h_c : \underline{0.880} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f : \underline{17.298} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$P_c : \underline{19.648} \quad t$$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$$j_c : \underline{0.85}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores C4.1 y C4.2.

$$P_n : \underline{23.115} \quad t$$

C4.1 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{23.115} \quad t$$

Donde:

A_e : Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{10.11} \quad \text{cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{2286.54} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$l_c : \underline{0.40}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tension elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones C4.1.1 a C4.1.4.

$$F_e : \underline{15144.78} \quad \text{kp/cm}^2$$

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit} : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} : \underline{15144.78} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{110431.50} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{70.12} \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{548.74} \quad \text{cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{11.16} \quad \text{cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$$K_x : \underline{0.07}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{13.350} \quad \text{m}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$

$$F_{ey} : \underline{15144.78} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{25.97} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{75.26} \text{ cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{11.16} \text{ cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \text{ kp/cm}^2$$

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$$K_y : \underline{0.07}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{13.350} \text{ m}$$

C4.1.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección C4.1.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

C4.2 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C4.2 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B : \underline{0.027} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.038} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.016} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.038} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{1.417} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{1.492} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{1.492} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{1.492} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$M_n : \underline{1.492} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$

$$S_{ex} : \underline{60.97} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{548.74} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{75.26} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{16.15} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{90.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.080} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.360} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.379} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.388} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.379} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$M_n^+ : \underline{0.388} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_n^- : \underline{0.379} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$S_{ey}^+ : \underline{15.86} \text{ cm}^3$$

$$S_{ey}^- : \underline{15.50} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex}^+ : \underline{548.74} \text{ cm}^4$$

$$I_{ex}^- : \underline{547.80} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey}^+ : \underline{75.26} \text{ cm}^4$$

$$I_{ey}^- : \underline{70.15} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x^+ : \underline{47.45} \text{ mm}$$

$$x^- : \underline{45.27} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{65.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·V1.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.006} \quad t$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{2.552} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{2.687} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{2.687} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{1.83} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{57.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{57.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.017} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{7.461} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{7.854} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{7.854} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{5.35} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{167.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{167.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.001}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.038} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{1.417} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.017} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{7.461} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.006}$$

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.029} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$$M_{cy} : \underline{0.360} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fx} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fx} : \underline{0.006} \text{ t}$$

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

$$V_{cx} : \underline{2.552} \text{ t}$$

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$h_f : \underline{0.392} \quad \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$h_f : \underline{0.392}$$

Donde:

 j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

 M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.016} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{1.492} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{60.97} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{548.74} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{75.26} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{16.15} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{90.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

 j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$j_{by} : \underline{0.95}$$

 M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{0.816} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{33.37} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{548.74} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{75.26} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$x_t : \underline{22.55} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$y_t : \underline{83.60} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones cordon inferior VM3 - Iglesia

j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>8.910</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>27.304</u> t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\Phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\Phi_t T_n}$$

h : -0.314

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} : <u>0.016</u> t·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} : <u>1.492</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} : <u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} : <u>0.014</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} : <u>0.388</u> t·m
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>8.910</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>27.304</u> t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

(a) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\Phi_c P_n} > 0.15$

$$\eta \leq 1$$

h : 0.997 ✓

$$\eta_o \leq 1$$

h_o : 0.930 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\Phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\Phi_{by} M_{ny} \alpha_y}$$

h : 0.997

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c : <u>0.85</u>
P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	P_f : <u>17.298</u> t
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	P_n : <u>23.115</u> t
j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
C_{mx} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.	C_{mx} : <u>1.0</u>

Comprobaciones cordon inferior VM3 - Iglesia

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.038 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 1.492 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$

$a_x : \underline{\quad 0.99 \quad}$

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2}$$

$P_{Ex} : \underline{\quad 1232.472 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$I_x : \underline{\quad 548.74 \quad} \text{ cm}^4$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$K_x : \underline{\quad 0.07 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 13.350 \quad} \text{ m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

C_{my} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

$C_{my} : \underline{\quad 1.0 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.029 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

$M_{ny} : \underline{\quad 0.379 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$

$a_y : \underline{\quad 0.90 \quad}$

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$P_{Ey} : \underline{\quad 169.023 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$I_y : \underline{\quad 75.26 \quad} \text{ cm}^4$

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$K_y : \underline{\quad 0.07 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 13.350 \quad} \text{ m}$

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_{no}} + \frac{M_{rx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_{by} M_{ny}}$$

$h_o : \underline{\quad 0.930 \quad}$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$j_c : \underline{\quad 0.85 \quad}$

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_f : \underline{\quad 17.298 \quad} \text{ t}$

P_{no} : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4 con

$F_n = F_y$

$P_{no} : \underline{\quad 24.732 \quad} \text{ t}$

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$j_{bx} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.038 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 1.492 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.029 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

M_{ny} : 0.379 t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

h : 0.989 ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

h : 0.001 ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

h : 0.979 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N141, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_f}{A_e}$$

f_a : 1711.09 kp/cm²

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_f : 17.298 t

A_e : Área de la sección eficaz.

A_e : 10.11 cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

x : 47.42 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

y : 83.91 mm

f_{bx} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : 57.62 kp/cm²

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : -0.038 t·m

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

I_x : 548.74 cm⁴

f_{by} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y, calculada utilizando la sección eficaz.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_{ey}} M_{fy}$$

f_{by} : 195.57 kp/cm²

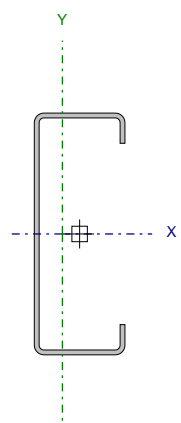
Donde:

Comprobaciones cordon inferior VM3 - Iglesia

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	$M_{fy} : \underline{\underline{-0.029}} \text{ t}\cdot\text{m}$
I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.	$I_{ey} : \underline{\underline{70.15}} \text{ cm}^4$
f_{vx} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.	$f_{vx} : \underline{\underline{0.68}} \text{ kp/cm}^2$
f_{vy} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.	$f_{vy} : \underline{\underline{0.42}} \text{ kp/cm}^2$
f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.	$f_{Tr} : \underline{\underline{0.00}} \text{ kp/cm}^2$
F_a : Resistencia a compresión de la sección. $F_a = \phi_c F_n$	$F_a : \underline{\underline{1943.56}} \text{ kp/cm}^2$
Donde: j_c : Factor de resistencia para compresión.	$j_c : \underline{\underline{0.85}}$
F_n : Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo C4.	$F_n : \underline{\underline{2286.54}} \text{ kp/cm}^2$
F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente. $F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$	$F_{bx} : \underline{\underline{2324.16}} \text{ kp/cm}^2$ $F_{by} : \underline{\underline{2324.16}} \text{ kp/cm}^2$
Donde: j_b : Factor de resistencia para flexión. F_y : Límite elástico del acero.	$j_b : \underline{\underline{0.95}}$ $F_y : \underline{\underline{2446.48}} \text{ kp/cm}^2$
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente. $F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$	$F_{vx} : \underline{\underline{1341.85}} \text{ kp/cm}^2$ $F_{vy} : \underline{\underline{1341.85}} \text{ kp/cm}^2$
Donde: j_v : Factor de resistencia para cortante. F_y : Límite elástico del acero.	$j_v : \underline{\underline{0.95}}$ $F_y : \underline{\underline{2446.48}} \text{ kp/cm}^2$
F_{Tr} : Resistencia a torsión de la sección. $F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$	$F_{Tr} : \underline{\underline{1271.23}} \text{ kp/cm}^2$
Donde: j_{Tr} : Factor de resistencia para torsión. F_y : Límite elástico del acero.	$j_{Tr} : \underline{\underline{0.90}}$ $F_y : \underline{\underline{2446.48}} \text{ kp/cm}^2$

Comprobaciones cordón superior VM3 - Iglesia

Barra N126/N127

Perfil: C 160x60x20x3.2		Material: Acero (F-24)								
	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)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)	
	N126	N127	0.954	9.56	366.01	44.99	0.33	-11.41	0.00	
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad										
				Pandeo			Pandeo lateral			
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
β				1.00	1.00	0.00	0.00			
L _K				0.954	0.954	0.000	0.000			
C _m				1.000	1.000	-	-			
C _b				-			1.000			
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico										

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))													Estado		
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _y	M _y V _x	MT		MP	TPTrMV
N126/N127	w / t ≤ (w / t) _{max} Cumple	η = 82.9	η = 53.2	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m η = 0.8	x: 0.954 m η = 9.7	x: 0.954 m η = 0.6	η = 0.2	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m η < 0.1	x: 0.954 m η = 0.9	x: 0.954 m η = 87.8	x: 0.954 m η = 58.5	x: 0.954 m η = 87.8	CUMPLE h = 87.8
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _y : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y M _y V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra h: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽²⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 90$$

$$w_1 / t : \underline{14.75} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$$w_1 : \underline{47.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{46.00} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$$w_2 : \underline{147.20} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{4.25} \quad \checkmark$$

Donde:

 w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$$w_3 : \underline{13.60} \text{ mm}$$

t: Espesor.

$$t : \underline{3.20} \text{ mm}$$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.829} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f : \underline{17.450} \text{ t}$$

 T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \phi_t T_n$$

$$T_c : \underline{21.051} \text{ t}$$

Donde:

 j_t : Factor de resistencia para tracción.

$$j_t : \underline{0.90}$$

 T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$$T_n : \underline{23.390} \text{ t}$$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$$T_n : \underline{23.390} \text{ t}$$

Donde:

 A_g : Área de la sección bruta.

$$A_g : \underline{9.56} \text{ cm}^2$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

$$h_c : \underline{0.532} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f : \underline{9.015} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \varphi_c P_n$$

$$P_c : \underline{16.941} \quad t$$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$$j_c : \underline{0.85}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores C4.1 y C4.2.

$$P_n : \underline{19.931} \quad t$$

C4.1 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{19.931} \quad t$$

Donde:

A_e : Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{8.98} \quad \text{cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{2220.60} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$l_c : \underline{0.48}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tension elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones C4.1.1 a C4.1.4.

$$F_e : \underline{10570.28} \quad \text{kp/cm}^2$$

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit} : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} : \underline{10570.28} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{85984.94} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{61.87} \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{366.01} \quad \text{cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{9.56} \quad \text{cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$$K_x : \underline{0.07}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{13.351} \quad \text{m}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$

$$F_{ey} : \underline{10570.28} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{21.69} \text{ mm}$$

Donde:

- I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.
- A: Área de la sección bruta.
- E: Módulo de Young.
- K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.
- L: Longitud de la barra.

$$I_y : \underline{44.99} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{9.56} \text{ cm}^2$$

$$E : \underline{2069317.02} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_y : \underline{0.07}$$

$$L : \underline{13.351} \text{ m}$$

C4.1.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección C4.1.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

C4.2 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C4.2 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N126, para la combinación de acciones $0.9\cdot PP + 0.9\cdot CP1 + 0.9\cdot CP2 + 1.6\cdot V1$.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N126, para la combinación de acciones $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CP1 + 1.2\cdot CP2 + 1.6\cdot L1$.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{1.063} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{1.119} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{1.119} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{1.119} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$M_n : \underline{1.119} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$

$$S_{ex} : \underline{45.75} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{366.01} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{44.99} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{12.19} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{80.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.097} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.025} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.025} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.011} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.253} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.266} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.266} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.262} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$M_n^+ : \underline{0.266} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_n^- : \underline{0.262} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$S_{ey}^+ : \underline{10.87} \text{ cm}^3$$

$$S_{ey}^- : \underline{10.72} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex}^+ : \underline{366.01} \text{ cm}^4$$

$$I_{ex}^- : \underline{365.85} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey}^+ : \underline{44.99} \text{ cm}^4$$

$$I_{ey}^- : \underline{43.19} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x^+ : \underline{41.41} \text{ mm}$$

$$x^- : \underline{40.30} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{60.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·V1.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.012} \quad t$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{2.106} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{2.217} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{2.217} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{1.51} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{47.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{47.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.016} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{6.569} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{6.914} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{6.914} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{4.71} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{147.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{147.20} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{3.20} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N126, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.000}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{1.063} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.016} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{6.569} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.009}$$

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.025} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$$M_{cy} : \underline{0.253} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fx} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fx} : \underline{0.012} \text{ t}$$

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

$$V_{cx} : \underline{2.106} \text{ t}$$

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$h_f : \underline{0.878} \quad \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$h_f : \underline{0.878}$$

Donde:

 j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

 M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.006} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{1.119} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{45.75} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{366.01} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{44.99} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{35.01} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{80.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

 j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$j_{by} : \underline{0.95}$$

 M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.025} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{0.592} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{24.20} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{366.01} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{44.99} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$x_t : \underline{18.59} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$y_t : \underline{73.60} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones cordón superior VM3 - Iglesia

j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>17.450</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>23.390</u> t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

h : -0.726

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} : <u>0.006</u> t·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} : <u>1.119</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} : <u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} : <u>0.025</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} : <u>0.266</u> t·m
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>17.450</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>23.390</u> t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

(a) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} > 0.15$

$$\eta \leq 1$$

h : 0.585 ✓

$$\eta_o \leq 1$$

h_o : 0.532 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny} \alpha_y}$$

h : 0.585

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c : <u>0.85</u>
P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	P_f : <u>9.015</u> t
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	P_n : <u>19.931</u> t
j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
C_{mx} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.	C_{mx} : <u>1.0</u>

Comprobaciones cordon superior VM3 - Iglesia

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.003 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 1.119 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$

$a_x : \underline{\quad 0.99 \quad}$

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2}$$

$P_{Ex} : \underline{\quad 822.060 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$I_x : \underline{\quad 366.01 \quad} \text{ cm}^4$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$K_x : \underline{\quad 0.07 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 13.351 \quad} \text{ m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

C_{my} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

$C_{my} : \underline{\quad 1.0 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.011 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

$M_{ny} : \underline{\quad 0.262 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$

$a_y : \underline{\quad 0.91 \quad}$

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$P_{Ey} : \underline{\quad 101.057 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$I_y : \underline{\quad 44.99 \quad} \text{ cm}^4$

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$K_y : \underline{\quad 0.07 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 13.351 \quad} \text{ m}$

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_{no}} + \frac{M_{rx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_{by} M_{ny}}$$

$h_o : \underline{\quad 0.532 \quad}$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$j_c : \underline{\quad 0.85 \quad}$

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_f : \underline{\quad 9.015 \quad} \text{ t}$

P_{no} : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4 con

$F_n = F_y$

$P_{no} : \underline{\quad 21.958 \quad} \text{ t}$

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$j_{bx} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.003 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 1.119 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.011 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

M_{ny} : 0.262 t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

η : 0.878 ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

η : 0.001 ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

η : 0.771 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N127, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a tracción, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{T_f}{A}$$

f_a : 1825.21 kp/cm²

Donde:

T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

T_f : 17.450 t

A: Área de la sección bruta.

A : 9.56 cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

x : -18.59 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

y : 73.60 mm

f_{bx} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : 12.31 kp/cm²

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : -0.006 t·m

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

I_x : 366.01 cm⁴

f_{by} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

f_{by} : 101.25 kp/cm²

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

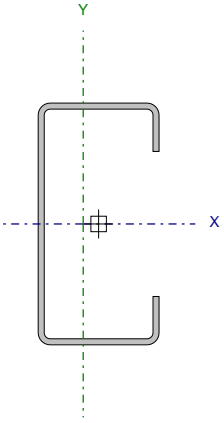
M_{fy} : 0.025 t·m

Comprobaciones cordón superior VM3 - Iglesia

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y :	<u>44.99</u>	cm ⁴
f_{vx} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.	f_{vx} :	<u>3.38</u>	kp/cm ²
f_{vy} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.	f_{vy} :	<u>-2.45</u>	kp/cm ²
f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.	f_{Tr} :	<u>0.00</u>	kp/cm ²
F_a : Resistencia a tracción de la sección.			
$F_a = \phi_t F_y$	F_a :	<u>1825.21</u>	kp/cm ²
Donde:			
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t :	<u>0.90</u>	
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>2446.48</u>	kp/cm ²
F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.			
$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$	F_{bx} :	<u>2324.16</u>	kp/cm ²
	F_{by} :	<u>2324.16</u>	kp/cm ²
Donde:			
j_b : Factor de resistencia para flexión.	j_b :	<u>0.95</u>	
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>2446.48</u>	kp/cm ²
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.			
$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$	F_{vx} :	<u>1341.85</u>	kp/cm ²
	F_{vy} :	<u>1341.85</u>	kp/cm ²
Donde:			
j_v : Factor de resistencia para cortante.	j_v :	<u>0.95</u>	
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>2446.48</u>	kp/cm ²
F_{Tr} : Resistencia a torsión de la sección.			
$F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$	F_{Tr} :	<u>1271.23</u>	kp/cm ²
Donde:			
j_{Tr} : Factor de resistencia para torsión.	j_{Tr} :	<u>0.90</u>	
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>2446.48</u>	kp/cm ²

Comprobaciones diagonal VM3 - Iglesia

Barra N150/N119

Perfil: C 100x50x20x2.5 Material: Acero (F-24)									
	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)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
	N150	N119	1.533	5.59	86.54	20.25	0.12	-6.38	0.00
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad									
				Pandeo		Pandeo lateral			
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β				1.00	1.00	0.00	0.00		
L_K				1.533	1.533	0.000	0.000		
C_m				1.000	1.000	-	-		
C_b				-		1.000			
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico									

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))														Estado	
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _x	M _y V _x	MT	MP		TPTrMV
N150/N119	x: 0.767 m w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.533 m η = 30.5	x: 0 m η = 83.6	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.533 m η = 9.6	x: 1.533 m η = 5.8	x: 1.533 m η = 0.5	η = 1.1	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 1.533 m η = 0.9	x: 1.533 m η = 0.3	x: 1.533 m η = 38.3	x: 1.533 m η = 103.8	x: 1.533 m η = 96.1	NO CUMPLE h = 103.8
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y M _y V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽²⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 60$$

$$w_1 / t : \underline{16.00} \checkmark$$

Donde:

 w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$w_1 : \underline{40.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{36.00} \checkmark$$

Donde:

 w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$w_2 : \underline{90.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{6.00} \checkmark$$

Donde:

 w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$w_3 : \underline{15.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.305} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$T_f : \underline{3.756} \text{ t}$

 T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \phi_t T_n$$

$T_c : \underline{12.298} \text{ t}$

Donde:

 j_t : Factor de resistencia para tracción.

$j_t : \underline{0.90}$

 T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$T_n : \underline{13.664} \text{ t}$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$T_n : \underline{13.664} \text{ t}$

Donde:

 A_g : Área de la sección bruta.

$A_g : \underline{5.59} \text{ cm}^2$

 F_y : Límite elástico del acero.

$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

$$h_c : \underline{0.836} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N150, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f : \underline{7.016} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$P_c : \underline{8.392} \quad t$$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$$j_c : \underline{0.85}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores C4.1 y C4.2.

$$P_n : \underline{9.872} \quad t$$

C4.1 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{9.872} \quad t$$

Donde:

A_e : Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{5.59} \quad \text{cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{1767.58} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$I_c : \underline{0.88}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones C4.1.1 a C4.1.4.

$$F_e : \underline{3150.29} \quad \text{kp/cm}^2$$

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit} : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} : \underline{3150.29} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{13463.50} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{39.36} \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \quad \text{cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{5.59} \quad \text{cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$$K_x : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{1.533} \quad \text{m}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

A: Área de la sección bruta.

E: Módulo de Young.

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

L: Longitud de la barra.

$$F_{ey} : \underline{\quad 3150.29 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \underline{\quad 19.04 \quad} \text{ mm}$$

$$I_y : \underline{\quad 20.25 \quad} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{\quad 5.59 \quad} \text{ cm}^2$$

$$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_y : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

$$L : \underline{\quad 1.533 \quad} \text{ m}$$

C4.1.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección C4.1.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

C4.2 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C4.2 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_B : \underline{0.096} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.039} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.020} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.039} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.402} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$M_n : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x}$$

$$S_{ex} : \underline{17.31} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{13.62} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{50.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.058} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones $0.9\cdot PP+0.9\cdot CP1+0.9\cdot CP2+1.6\cdot V1$.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones $1.2\cdot PP+1.2\cdot CP1+1.2\cdot CP2+1.6\cdot L1$.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.004} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.150} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$M_n : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$S_{ey} : \underline{6.45} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{31.38} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{30.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·V1.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.006} \quad t$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{1.394} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{1.468} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{1.468} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{1.00} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{40.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{40.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.011} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.033} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{3.138} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{3.303} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{3.303} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{2.25} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{90.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{90.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.009}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.039} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{0.402} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.033} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{3.138} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.003} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.003}$$

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.009} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$$M_{cy} : \underline{0.150} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fx} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fx} : \underline{0.006} \text{ t}$$

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

$$V_{cx} : \underline{1.394} \text{ t}$$

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$h_f : \underline{0.383} \quad \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

$$h_f : \underline{0.383}$$

Donde:

 j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

 M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.020} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{17.31} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{13.62} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{50.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

 j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$j_{by} : \underline{0.95}$$

 M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.004} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{6.45} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$x_t : \underline{31.38} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$y_t : \underline{30.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones diagonal VM3 - Iglesia

j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>3.756</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>13.664</u> t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

h : -0.228

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} : <u>0.020</u> t·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} : <u>0.423</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} : <u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} : <u>0.004</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} : <u>0.158</u> t·m
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>3.756</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>13.664</u> t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)



(a) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} > 0.15$

$\eta \leq 1$ h : 1.038

$\eta_o \leq 1$ h_o : 0.758

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny} \alpha_y}$$

h : 1.038

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c : <u>0.85</u>
P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	P_f : <u>7.011</u> t
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	P_n : <u>9.872</u> t
j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
C_{mx} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.	C_{mx} : <u>1.0</u>

Comprobaciones diagonal VM3 - Iglesia

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.039 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 0.423 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$

$a_x : \underline{\quad 0.91 \quad}$

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2}$$

$P_{Ex} : \underline{\quad 75.197 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$I_x : \underline{\quad 86.54 \quad} \text{ cm}^4$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$K_x : \underline{\quad 1.00 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 1.533 \quad} \text{ m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

C_{my} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

$C_{my} : \underline{\quad 1.0 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.009 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

$M_{ny} : \underline{\quad 0.158 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$

$a_y : \underline{\quad 0.60 \quad}$

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$P_{Ey} : \underline{\quad 17.595 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$I_y : \underline{\quad 20.25 \quad} \text{ cm}^4$

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$K_y : \underline{\quad 1.00 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 1.533 \quad} \text{ m}$

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_{no}} + \frac{M_{rx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_{by} M_{ny}}$$

$h_o : \underline{\quad 0.758 \quad}$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$j_c : \underline{\quad 0.85 \quad}$

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_f : \underline{\quad 7.011 \quad} \text{ t}$

P_{no} : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4 con

$F_n = F_y$

$P_{no} : \underline{\quad 13.664 \quad} \text{ t}$

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$j_{bx} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.039 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 0.423 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.009 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

M_{ny} : 0.158 t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

h : 0.961 ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

h : 0.007 ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

h : 0.923 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N119, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a compresión, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{P_f}{A}$$

f_a : 1255.23 kp/cm²

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_f : 7.011 t

A: Área de la sección bruta.

A : 5.59 cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

x : -16.97 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

y : 48.69 mm

f_{bx} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : 217.43 kp/cm²

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : -0.039 t·m

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

I_x : 86.54 cm⁴

f_{by} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

f_{by} : 73.37 kp/cm²

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

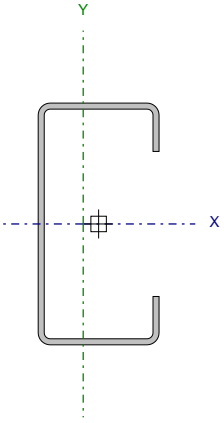
M_{fy} : 0.009 t·m

Comprobaciones diagonal VM3 - Iglesia

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y : <u>20.25</u> cm ⁴
f_{vx} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.	f_{vx} : <u>2.55</u> kp/cm ²
f_{vy} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.	f_{vy} : <u>-11.29</u> kp/cm ²
f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.	f_{Tr} : <u>0.00</u> kp/cm ²
F_a : Resistencia a compresión de la sección.	
$F_a = \phi_c F_n$	F_a : <u>1502.44</u> kp/cm ²
Donde:	
j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c : <u>0.85</u>
F_n : Tensión crítica nominal de pandeo, calculada según el Capítulo C4.	F_n : <u>1767.58</u> kp/cm ²
F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.	
$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$	F_{bx} : <u>2324.16</u> kp/cm ²
	F_{by} : <u>2324.16</u> kp/cm ²
Donde:	
j_b : Factor de resistencia para flexión.	j_b : <u>0.95</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.	
$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$	F_{vx} : <u>1341.85</u> kp/cm ²
	F_{vy} : <u>1341.85</u> kp/cm ²
Donde:	
j_v : Factor de resistencia para cortante.	j_v : <u>0.95</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²
F_{Tr} : Resistencia a torsión de la sección.	
$F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$	F_{Tr} : <u>1271.23</u> kp/cm ²
Donde:	
j_{Tr} : Factor de resistencia para torsión.	j_{Tr} : <u>0.90</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²

Comprobaciones montante VM3 - Iglesia

Barra N163/N120

Perfil: C 100x50x20x2.5 Material: Acero (F-24)									
	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)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)
		N163	N120	1.200	5.59	86.54	20.25	0.12	-6.38
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme ⁽³⁾ Coordenadas del centro de gravedad									
	Pandeo			Pandeo lateral					
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
	β		1.00	1.00	0.00	0.00			
	L _K		1.200	1.200	0.000	0.000			
	C _m		1.000	1.000	-	-			
	C _b		-	-	1.000				
Notación: b: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico									

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))													Estado		
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _x Tr	M _y Tr	M _x V _y	M _y V _x	MT		MP	TPTrMV
N163/N120	w / t ≤ (w / t) _{lim} Cumple	x: 1.2 m η = 53.9	x: 0 m η = 35.7	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.2 m η = 1.4	x: 1.2 m η = 9.4	η = 0.5	η = 0.2	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽³⁾	x: 1.2 m η < 0.1	x: 1.2 m η = 0.9	x: 1.2 m η = 64.6	x: 1.2 m η = 42.1	x: 1.2 m η = 64.5	CUMPLE h = 64.6
Notación: w / t: Limitaciones geométricas T: Resistencia a tracción P: Resistencia a compresión Tr: Resistencia a torsión M _x : Resistencia a flexión alrededor del eje X M _y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y V _x : Resistencia a corte en la dirección del eje X V _y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y M _x Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión M _y Tr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión M _x V _y : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y M _y V _x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X MT: Resistencia a flexión combinada con tracción MP: Resistencia a flexión combinada con compresión TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay torsión. ⁽²⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽³⁾ No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$$w_1/t \leq 90$$

$$w_1 / t : \underline{16.00} \checkmark$$

Donde:

 w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).

$w_1 : \underline{40.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_2/t \leq 200$$

$$w_2 / t : \underline{36.00} \checkmark$$

Donde:

 w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).

$w_2 : \underline{90.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

$$w_3/t \leq 60$$

$$w_3 / t : \underline{6.00} \checkmark$$

Donde:

 w_3 : Longitud del tramo recto del rigidizador de borde.

$w_3 : \underline{15.00} \text{ mm}$

t: Espesor.

$t : \underline{2.50} \text{ mm}$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1$$

$$h_T : \underline{0.539} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$T_f : \underline{6.623} \text{ t}$

 T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c = \phi_t T_n$$

$T_c : \underline{12.298} \text{ t}$

Donde:

 j_t : Factor de resistencia para tracción.

$j_t : \underline{0.90}$

 T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$T_n : \underline{13.664} \text{ t}$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n = A_g F_y$$

$T_n : \underline{13.664} \text{ t}$

Donde:

 A_g : Área de la sección bruta.

$A_g : \underline{5.59} \text{ cm}^2$

 F_y : Límite elástico del acero.

$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$

Resistencia a compresión (C4)

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1$$

$$h_c : \underline{0.357} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N163, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$P_f : \underline{3.401} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

$$P_c = \phi_c P_n$$

$$P_c : \underline{9.517} \quad t$$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$$j_c : \underline{0.85}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, tomada como el menor de los valores C4.1 y C4.2.

$$P_n : \underline{11.197} \quad t$$

C4.1 Resistencia nominal a compresión, considerando el efecto del pandeo por flexión, flexotorsión o torsión.

$$P_n = A_e F_n$$

$$P_n : \underline{11.197} \quad t$$

Donde:

A_e : Área de la sección eficaz.

$$A_e : \underline{5.59} \quad \text{cm}^2$$

Para $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_n : \underline{2004.73} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$l_c : \underline{0.69}$$

Donde:

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión elástica de pandeo a flexión calculada según las Secciones C4.1.1 a C4.1.4.

$$F_e : \underline{5141.93} \quad \text{kp/cm}^2$$

C4.1.1 Secciones no sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

F_{crit} : Tensión crítica de pandeo, tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} : \underline{5141.93} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$F_{ex} = \frac{(\pi r_x)^2 E}{(K_x L)^2}$$

$$F_{ex} : \underline{21975.25} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{39.36} \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \quad \text{cm}^4$$

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{5.59} \quad \text{cm}^2$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$$K_x : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra.

$$L : \underline{1.200} \quad \text{m}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi r_y)^2 E}{(K_y L)^2}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

A: Área de la sección bruta.

E: Módulo de Young.

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

L: Longitud de la barra.

$$F_{ey} : \underline{\quad 5141.93 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \underline{\quad 19.04 \quad} \text{ mm}$$

$$I_y : \underline{\quad 20.25 \quad} \text{ cm}^4$$

$$A : \underline{\quad 5.59 \quad} \text{ cm}^2$$

$$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_y : \underline{\quad 1.00 \quad}$$

$$L : \underline{\quad 1.200 \quad} \text{ m}$$

C4.1.2 Secciones con uno o dos ejes de simetría sometidas a pandeo por torsión o por flexotorsión.

(i) Para secciones con un eje de simetría, y angulares con alas iguales en los que el área eficaz no es igual al área bruta de la sección.

Las comprobaciones de la Sección C4.1.2 no proceden, ya que las longitudes efectivas de pandeo lateral de este elemento son nulas.

C4.2 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C4.2 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.014} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones $0.9\cdot PP+0.9\cdot CP1+0.9\cdot CP2+1.6\cdot V1$.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones $1.2\cdot PP+1.2\cdot CP1+1.2\cdot CP2+1.6\cdot L1$.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.003} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.402} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ex} F_y$$

$$M_n : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex}I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey}y - I_{exy}x}$$

$$S_{ex} : \underline{17.31} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{13.62} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{50.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

C3.1.2 Resistencia a pandeo lateral.

Como el factor de longitud eficaz para pandeo lateral es cero, la barra no está sometida a pandeo lateral. La resistencia a flexión se calcula según la Sección C3.1.1.

C3.1.4 Resistencia a pandeo por distorsión.

La comprobación de la Sección C3.1.4 no procede, ya que la longitud efectiva de pandeo por distorsión es cero.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

$$h_B : \underline{0.094} \quad \checkmark$$

M_f : Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_f : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

M_f^+ : Resistencia requerida para flexión positiva.

$$M_f^+ : \underline{0.008} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

M_f^- : Resistencia requerida para flexión negativa.

$$M_f^- : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión.

$$M_c = \phi_b M_n$$

$$M_c : \underline{0.150} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

j_b : Factor de resistencia para flexión.

$$j_b : \underline{0.95}$$

M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$M_n : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_n^+ : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión positiva.

$$M_n^+ : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_n^- : La resistencia a flexión nominal se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1 para flexión negativa.

$$M_n^- : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

$$M_n = S_{ey} F_y$$

$$M_n : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} x - I_{exy} y}$$

$$S_{ey} : \underline{6.45} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{31.38} \text{ mm}$$

y: Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{30.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.006} \quad t$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{1.394} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{1.468} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{1.468} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{1.00} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{40.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{40.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

$$h_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{0.005} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{3.138} \quad t$$

Donde:

j_v : Factor de resistencia para cortante.

$$j_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{3.303} \quad t$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w F_v$$

$$V_n : \underline{3.303} \quad t$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = ht$$

$$A_w : \underline{2.25} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{90.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

$$(a) \text{ Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0.6F_y$$

$$F_v : \underline{1467.89} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{90.00} \quad \text{mm}$$

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$t : \underline{2.50} \quad \text{mm}$$

E: Módulo de Young.

$$E : \underline{2069317.02} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \quad \text{kp/cm}^2$$

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v : Coeficiente de abolladura por cortante.

$$K_v : \underline{5.34}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.000}$$

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$$M_{cx} : \underline{0.402} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fy} : \underline{0.005} \text{ t}$$

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

$$V_{cy} : \underline{3.138} \text{ t}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1$$

$$h : \underline{0.009} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right)^2 + \left(\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right)^2$$

$$h : \underline{0.009}$$

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$$M_{cy} : \underline{0.150} \text{ t}\cdot\text{m}$$

V_{fx} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_{fx} : \underline{0.006} \text{ t}$$

V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

$$V_{cx} : \underline{1.394} \text{ t}$$

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f \leq 1$$

$$h_f : \underline{0.646} \quad \checkmark$$

$$\eta \leq 1$$

$$h < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\Phi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\Phi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\Phi_t T_n}$$

$$h_f : \underline{0.646}$$

Donde:

 j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$$j_{bx} : \underline{0.95}$$

 M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fx} : \underline{0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$$

$$M_{nxt} : \underline{0.423} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$

$$S_{ftx} : \underline{17.31} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$x_t : \underline{26.38} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.

$$y_t : \underline{50.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

 j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$$j_{by} : \underline{0.95}$$

 M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{fy} : \underline{0.014} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{nyt} = S_{fty} F_y$$

$$M_{nyt} : \underline{0.158} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

$$S_{fty} : \underline{6.45} \text{ cm}^3$$

Donde:

 I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$$I_x : \underline{86.54} \text{ cm}^4$$

 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{20.25} \text{ cm}^4$$

 I_{xy} : Producto de inercia.

$$I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

 x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$x_t : \underline{31.38} \text{ mm}$$

 y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.

$$y_t : \underline{30.00} \text{ mm}$$

 F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{2446.48} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones montante VM3 - Iglesia

j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>6.623</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>13.664</u> t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\phi_t T_n}$$

h : -0.431

Donde:

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} : <u>0.005</u> t·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} : <u>0.423</u> t·m
j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	j_{by} : <u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} : <u>0.014</u> t·m
M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} : <u>0.158</u> t·m
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f : <u>6.623</u> t
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n : <u>13.664</u> t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

(a) Se debe satisfacer el siguiente criterio si $\frac{P_f}{\phi_c P_n} > 0.15$

$\eta \leq 1$ h : 0.421 ✓

$\eta_o \leq 1$ h_o : 0.350 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CP1+1.2·CP2+1.6·L1.

Donde:

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{fx}}{\phi_{bx} M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{fy}}{\phi_{by} M_{ny} \alpha_y}$$

h : 0.421

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.	j_c : <u>0.85</u>
P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.	P_f : <u>3.395</u> t
P_n : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4.	P_n : <u>11.197</u> t
j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	j_{bx} : <u>0.95</u>
C_{mx} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.	C_{mx} : <u>1.0</u>

Comprobaciones montante VM3 - Iglesia

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.003 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 0.423 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}}$$

$a_x : \underline{\quad 0.97 \quad}$

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2}$$

$P_{Ex} : \underline{\quad 122.738 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

$I_x : \underline{\quad 86.54 \quad} \text{ cm}^4$

K_x : Factor de longitud eficaz para el eje X.

$K_x : \underline{\quad 1.00 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 1.200 \quad} \text{ m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

C_{my} : Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

$C_{my} : \underline{\quad 1.0 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.008 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

$M_{ny} : \underline{\quad 0.158 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}}$$

$a_y : \underline{\quad 0.88 \quad}$

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$P_{Ey} : \underline{\quad 28.719 \quad} \text{ t}$

Donde:

E: Módulo de Young.

$E : \underline{\quad 2069317.02 \quad} \text{ kp/cm}^2$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.

$I_y : \underline{\quad 20.25 \quad} \text{ cm}^4$

K_y : Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$K_y : \underline{\quad 1.00 \quad}$

L: Longitud de la barra.

$L : \underline{\quad 1.200 \quad} \text{ m}$

$$\eta = \frac{P_f}{\Phi_c P_{no}} + \frac{M_{rx}}{\Phi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\Phi_{by} M_{ny}}$$

$h_o : \underline{\quad 0.350 \quad}$

Donde:

j_c : Factor de resistencia para compresión.

$j_c : \underline{\quad 0.85 \quad}$

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_f : \underline{\quad 3.395 \quad} \text{ t}$

P_{no} : Resistencia nominal a compresión según la Sección C4 con

$F_n = F_y$

$P_{no} : \underline{\quad 13.664 \quad} \text{ t}$

j_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$j_{bx} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{rx} : \underline{\quad 0.003 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.

$M_{nx} : \underline{\quad 0.423 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

j_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$j_{by} : \underline{\quad 0.95 \quad}$

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ry} : \underline{\quad 0.008 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$

M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.

M_{ny} : 0.158 t·m

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

h : 0.645 ✓

$$\eta = \left| \frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right| \leq 1$$

h : 0.001 ✓

$$\eta = \left[\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{Vx}}{F_{Vx}} + \frac{f_{Vy}}{F_{Vy}} + \frac{f_{Tr}}{F_{Tr}} \right]^2 \leq 1$$

h : 0.416 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N120, para la combinación de acciones 0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a tracción, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a = \frac{T_r}{A}$$

f_a : 1185.82 kp/cm²

Donde:

T_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

T_r : 6.623 t

A: Área de la sección bruta.

A : 5.59 cm²

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

x : 31.38 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.

y : -45.00 mm

f_{bx} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

$$f_{bx} = \frac{-y}{I_x} M_{fx}$$

f_{bx} : 28.38 kp/cm²

Donde:

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : 0.005 t·m

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.

I_x : 86.54 cm⁴

f_{by} : Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

$$f_{by} = \frac{-x}{I_y} M_{fy}$$

f_{by} : 218.80 kp/cm²

Donde:

M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

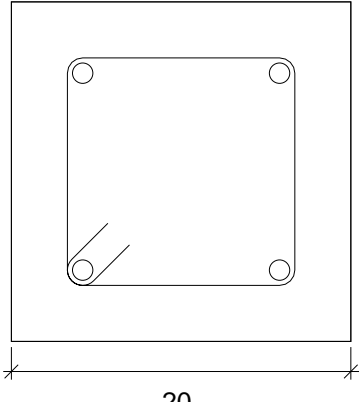
M_{fy} : -0.014 t·m

Comprobaciones montante VM3 - Iglesia

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y : <u>20.25</u> cm ⁴
f_{vx} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.	f_{vx} : <u>1.41</u> kp/cm ²
f_{vy} : Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.	f_{vy} : <u>0.32</u> kp/cm ²
f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.	f_{Tr} : <u>0.00</u> kp/cm ²
F_a : Resistencia a tracción de la sección.	
$F_a = \phi_t F_y$	F_a : <u>1185.82</u> kp/cm ²
Donde:	
j_t : Factor de resistencia para tracción.	j_t : <u>0.90</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²
F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.	
$F_{bx} = F_{by} = \phi_b F_y$	F_{bx} : <u>2324.16</u> kp/cm ²
	F_{by} : <u>2324.16</u> kp/cm ²
Donde:	
j_b : Factor de resistencia para flexión.	j_b : <u>0.95</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.	
$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_y / \sqrt{3}$	F_{vx} : <u>1341.85</u> kp/cm ²
	F_{vy} : <u>1341.85</u> kp/cm ²
Donde:	
j_v : Factor de resistencia para cortante.	j_v : <u>0.95</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²
F_{Tr} : Resistencia a torsión de la sección.	
$F_{Tr} = \phi_{Tr} F_y / \sqrt{3}$	F_{Tr} : <u>1271.23</u> kp/cm ²
Donde:	
j_{Tr} : Factor de resistencia para torsión.	j_{Tr} : <u>0.90</u>
F_y : Límite elástico del acero.	F_y : <u>2446.48</u> kp/cm ²

Comprobaciones del pilar C4

1.- COLUMNA TRAMO 1 (-470 - -120 CM)

Datos del pilar	
 <p style="text-align: center;">20</p>	Geometría
	Dimensiones : 20x20 cm
	Tramo : -4.700/-1.200 m
	Altura libre : 3.50 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-20	Plano ZX : 3.50 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 3.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 1.13 %	Separación : 14 cm

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):

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

$$104 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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):

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

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

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

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

Comprobaciones del pilar C4

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

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):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{288} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{200} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

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

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{200} \text{ mm}$$

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):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 12}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 6}$$

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):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 4.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \leq 32.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.179} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.017} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.183} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_n : \underline{1.028} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar C4

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

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:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{1.371} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \geq 0$$

$$V_c : \underline{1.371} \text{ t}$$

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

Donde:

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

$$N_u : \underline{-5.832} \text{ t}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$f'_c : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

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

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{158} \text{ mm}$$

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:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{1.371} \text{ t}$$

Resistencia al corte proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \geq 0$$

$$V_c : \underline{1.371} \text{ t}$$

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

Donde:

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

$$N_u : \underline{-5.832} \text{ t}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$f'_c : \underline{203.87} \text{ kp/cm}^2$$

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

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{158} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar C4

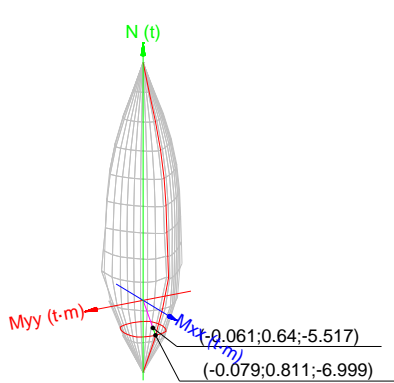
Estado Límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (CIRSOC 201-2005, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CP1+0.9·CP2+1.6·V1".

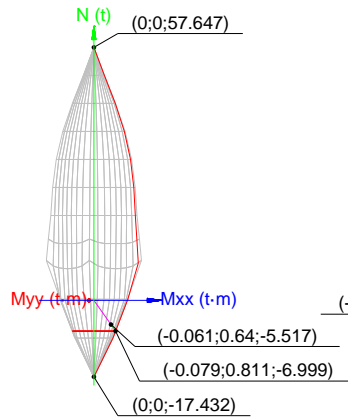
Se debe satisfacer:

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

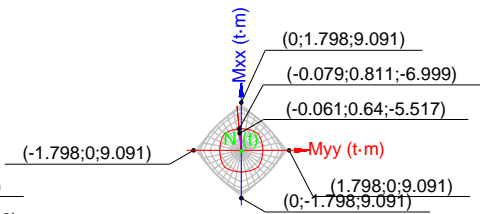
h : 0.788 ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_r)

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 : -5.517 t

$M_{u,x}$: 0.640 t·m

$M_{u,y}$: -0.061 t·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.

$\phi \cdot P_n$: -6.999 t

$\phi \cdot M_{n,x}$: 0.811 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: -0.079 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

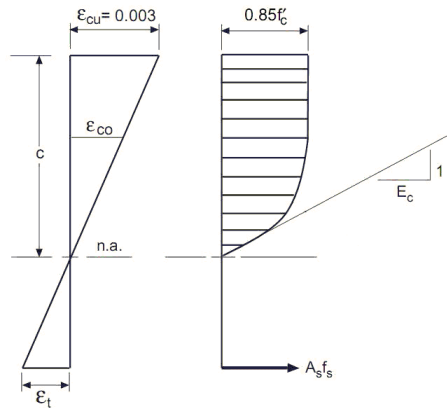
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- 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.

Comprobaciones del pilar C4

- (d) 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 .
- (e) 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.
- (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 : 203.87 kp/cm²

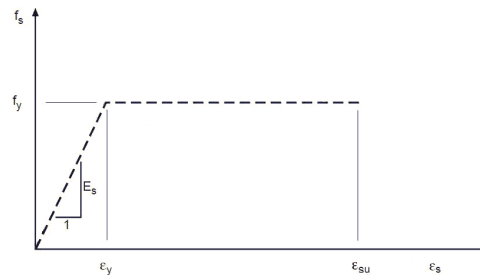
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

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.

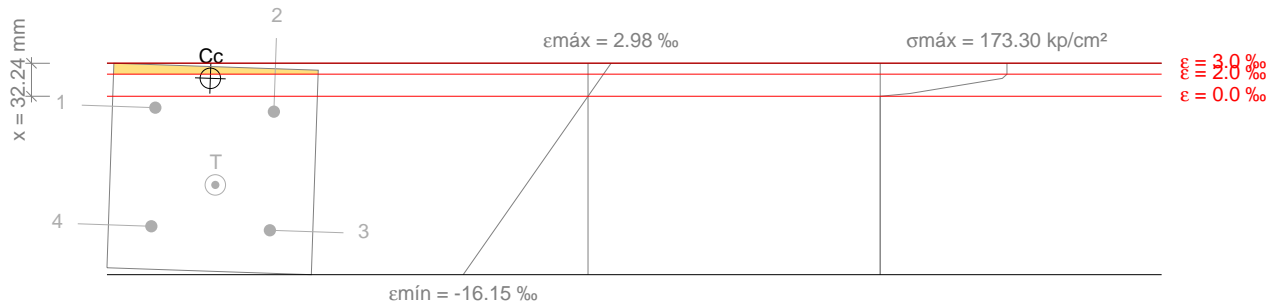


f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C4

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-2106.18	-0.001033
2	Ø12	58.00	58.00	-2846.86	-0.001396
3	Ø12	58.00	-58.00	-4281.35	-0.012131
4	Ø12	-58.00	-58.00	-4281.35	-0.011767

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.510	-5.21	88.48
Cs	0.000	0.00	0.00
T	15.286	3.18	-15.49

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-7.776} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-0.088} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{7.510} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{15.286} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-5.21} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{88.48} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{3.18} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-15.49} \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0030}$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0121}$$

σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

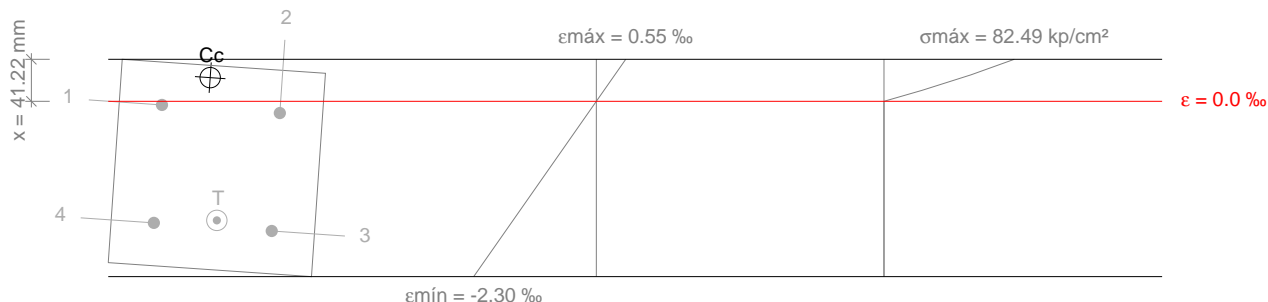
$$\sigma_{cmax} : \underline{173.30} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C4

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-97.24	-0.000048
2	Ø12	58.00	58.00	-314.68	-0.000154
3	Ø12	58.00	-58.00	-3475.59	-0.001705
4	Ø12	-58.00	-58.00	-3258.16	-0.001598

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2.565	-12.61	87.98
Cs	0.000	0.00	0.00
T	8.082	3.53	-51.31

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-5.517} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.640} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.061} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2.565} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{8.082} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-12.61} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{87.98} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{3.53} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-51.31} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

Comprobaciones del pilar C4

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

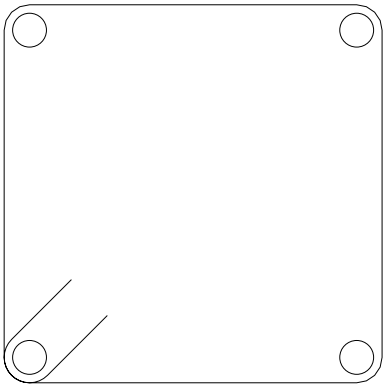
S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : 82.49 kp/cm²

S_{smax} : 3475.59 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C4

2.- COLUMNA TRAMO 2

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 20x20 cm
	Tramo : -4.920/-4.700 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : H-20	Plano ZX : 3.50 m
Acero : ADN 420	Plano ZY : 3.50 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 1.13 %	

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

La comprobación no procede

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

La comprobación no procede

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

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

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

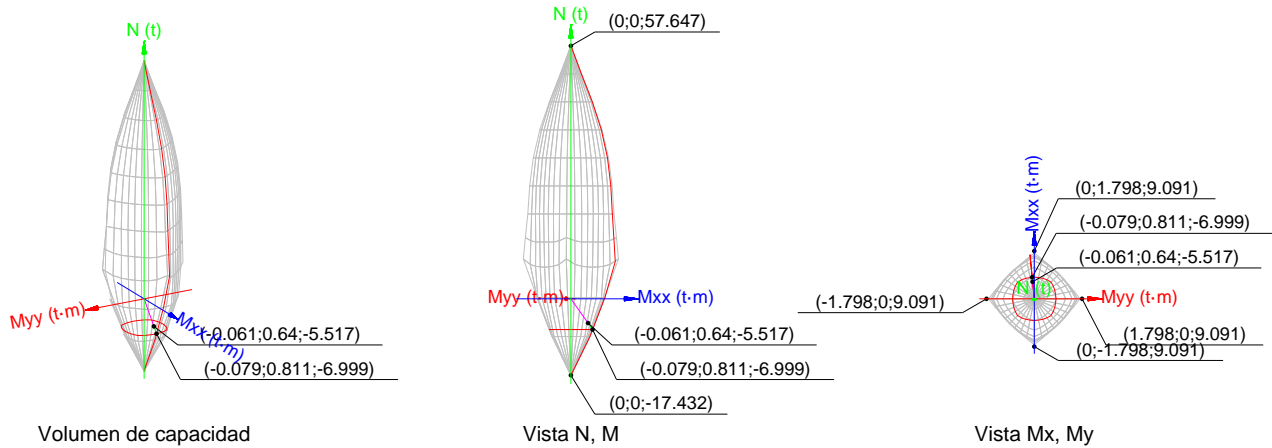
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CP1 + 0.9 \cdot CP2 + 1.6 \cdot V1$.

Se debe satisfacer:

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

h : 0.788 ✓

Comprobaciones del pilar C4



Comprobación de resistencia de la sección (h_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.

$$P_u : \underline{-5.517} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.640} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.061} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{-6.999} \text{ t}$$

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{0.811} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{-0.079} \text{ t}\cdot\text{m}$$

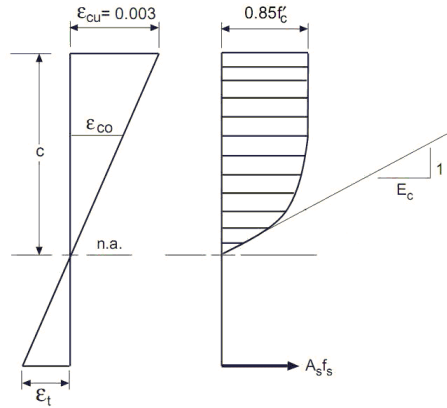
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones del pilar C4

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 : 203.87 kp/cm²

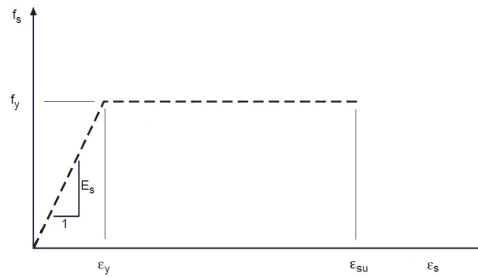
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

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.

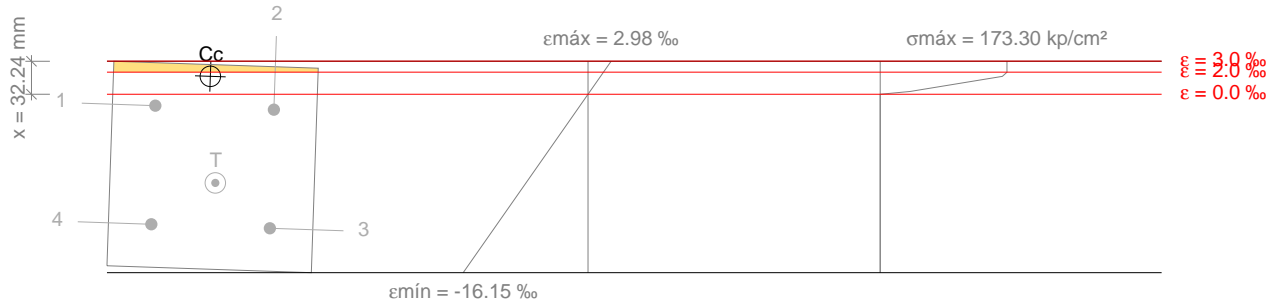


f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa.

f_y : 4281.35 kp/cm²

Comprobaciones del pilar C4

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-2106.18	-0.001033
2	Ø12	58.00	58.00	-2846.86	-0.001396
3	Ø12	58.00	-58.00	-4281.35	-0.012131
4	Ø12	-58.00	-58.00	-4281.35	-0.011767

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	7.510	-5.21	88.48
C _s	0.000	0.00	0.00
T	15.286	3.18	-15.49

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{-7.776} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{0.901} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-0.088} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{7.510} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{15.286} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-5.21} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{88.48} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{3.18} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-15.49} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0121}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

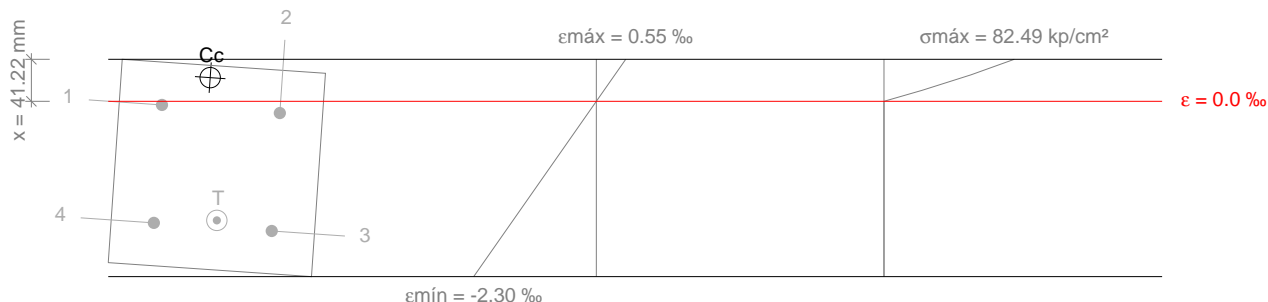
$$S_{cmax} : \underline{173.30} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones del pilar C4

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-58.00	58.00	-97.24	-0.000048
2	Ø12	58.00	58.00	-314.68	-0.000154
3	Ø12	58.00	-58.00	-3475.59	-0.001705
4	Ø12	-58.00	-58.00	-3258.16	-0.001598

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2.565	-12.61	87.98
Cs	0.000	0.00	0.00
T	8.082	3.53	-51.31

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : \underline{-5.517} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.640} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{u,y} : \underline{-0.061} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{2.565} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

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

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{8.082} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-12.61} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{87.98} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

e_{T} : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{3.53} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-51.31} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0006}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

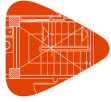
Comprobaciones del pilar C4

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : 82.49 kp/cm²

S_{smax} : 3475.59 kp/cm²



1.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

2.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: CIRSOC 201-2005

Aceros conformados: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Categoría de uso: General

3.- ACCIONES CONSIDERADAS

3.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas permanentes (t/m ²)
Losa 1	0.10	0.19
Fundación	0.00	0.00

3.2.- Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas permanentes Sobrecarga de uso
-------------	--

3.3.- Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en t, t/m y t/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
Losa 1	Peso propio	Lineal	1.50	(-21.22,26.93) (-16.14,26.93)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-16.14,26.93) (-11.06,26.93)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-7.75,23.69) (-11.06,26.93)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-3.12,19.05) (-7.75,23.69)
	Peso propio	Lineal	1.50	(0.00,15.87) (-3.12,19.05)
	Peso propio	Lineal	1.50	(0.00,10.16) (0.00,15.87)
	Peso propio	Lineal	1.50	(0.00,5.71) (0.00,10.16)
	Peso propio	Lineal	1.50	(0.00,0.00) (0.00,5.71)
	Peso propio	Lineal	1.50	(4.85,0.00) (4.85,5.71)
	Peso propio	Lineal	1.50	(4.85,5.71) (4.85,11.42)
	Peso propio	Lineal	1.50	(4.85,11.42) (4.85,17.79)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-14.03,31.58) (-9.13,31.58)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-18.92,31.58) (-14.03,31.58)
	Peso propio	Lineal	1.50	(-21.22,29.28) (-18.92,29.28)
	Cargas permanentes	Lineal	1.00	(-4.47,26.98) (-9.13,31.58)
	Cargas permanentes	Lineal	1.00	(0.17,22.34) (-4.47,26.98)
	Cargas permanentes	Lineal	1.00	(4.85,17.79) (0.17,22.34)

4.- ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón	CIRSOC 201-2005
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Configuración de la cubierta: General
Desplazamientos	Acciones características



5.- 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

5.1.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: CIRSOC 201-2005

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: CIRSOC 201-2005

(9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Sobrecarga (Q)		

(9-2)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600

(9-3a)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500



(9-3b)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)		

(9-4)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Sobrecarga (Q)	0.000	0.500

(9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Sobrecarga (Q)		

Desplazamientos

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

5.2.- Combinaciones

- Nombres de las hipótesis

PP Peso propio

CM Cargas permanentes

Qa Sobrecarga de uso

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

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.400	1.400	
2	1.200	1.200	
3	1.200	1.200	1.600
4	0.900	0.900	



▪ Desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000

6.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	Losa 1	1	Losa 1	2.80	2.80
0	Fundación				0.00

7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

7.1.- Columnas

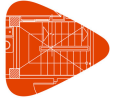
GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

Datos de las columnas

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Altura de apoyo
C1	(0.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C2	(4.85, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C3	(0.00, 5.71)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C4	(0.00, 10.16)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C5	(0.00, 15.87)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C6	(4.85, 5.71)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C7	(4.85, 11.42)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C8	(4.85, 17.79)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C10	(0.17, 22.34)	0-1	Con vinculación exterior	45.0	Centro	0.00
C11	(-3.12, 19.05)	0-1	Con vinculación exterior	45.0	Centro	0.00
C12	(-7.76, 23.69)	0-1	Con vinculación exterior	45.0	Centro	0.00
C13	(-4.47, 26.98)	0-1	Con vinculación exterior	45.0	Centro	0.00
C14	(-11.06, 26.93)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C17	(-9.13, 31.58)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C18	(-14.03, 31.58)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C19	(-18.92, 29.28)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C20	(-18.92, 31.58)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C21	(-21.22, 29.28)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C25	(-21.22, 26.93)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
C27	(-16.14, 26.93)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00



8.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Para todas las columnas						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	20x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

9.- LISTADO DE PAÑOS

Tipos de losas consideradas

Nombre	Descripción
losa de 13 cm de caseton	LOSA DE VIGUETAS DE HORMIGÓN Altura de bovedilla: 13 cm Espesor capa compresión: 5 cm Intereje: 50 cm Bovedilla: De poliestireno expandido Ancho del nervio: 10 cm Volumen de hormigón: 0.093 m ³ /m ² Peso propio: 0.30 t/m ² (Simple) Incremento del ancho del nervio: 4 cm Comprobación de flecha: Como vigueta pretensada Rigidez fisurada: 50 % rigidez bruta

10.- MATERIALES UTILIZADOS

10.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm ²)	γ_c	Tamaño máximo del árido (mm)	E_c (kp/cm ²)
Losas	H-25	255	1.00	15	239551
Columnas y tabiques	H-25	255	1.00	15	239551
Muros	H-20	204	1.00	15	214261

10.2.- Aceros por elemento y posición

10.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	γ_s
Todos	ADN 420	4281	1.00

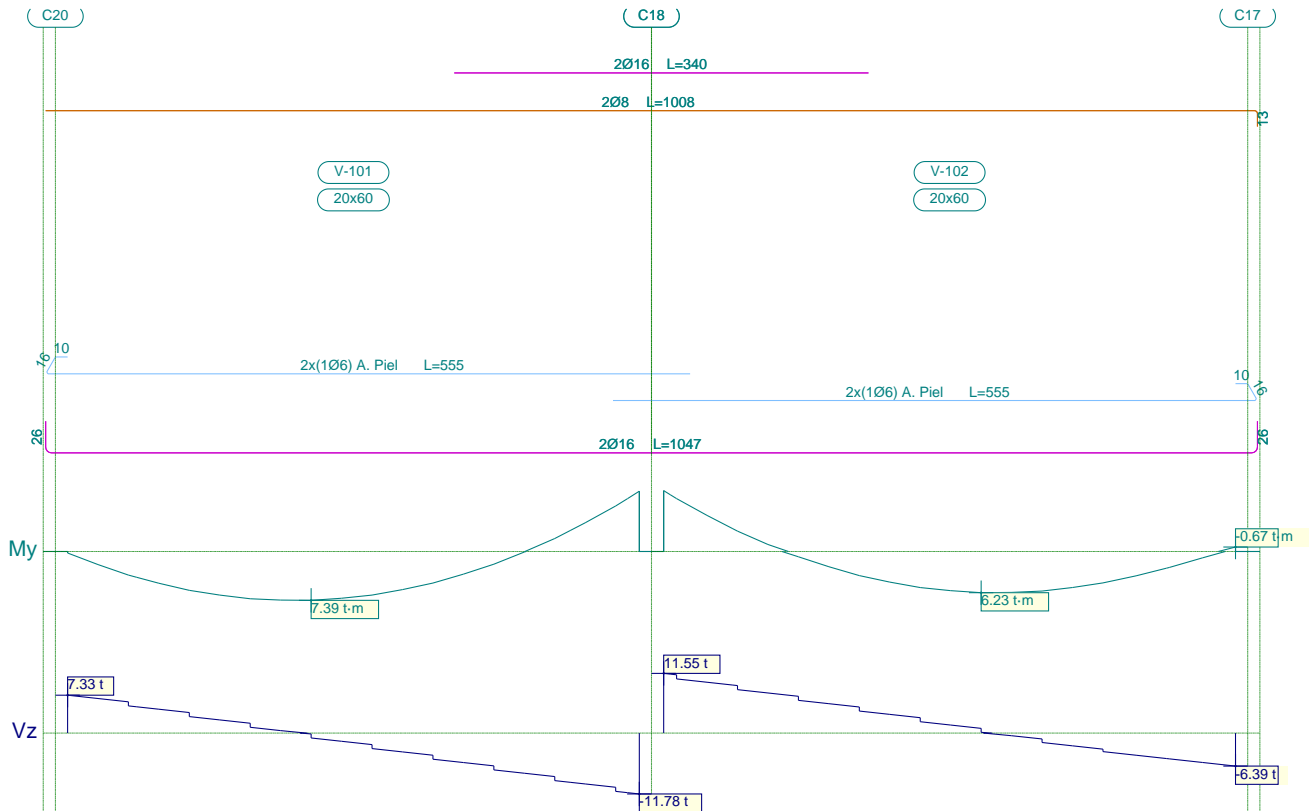
10.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	F-24	2446	2069317
Acero laminado	F-24	2446	2038736

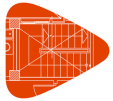


1.- Vigas

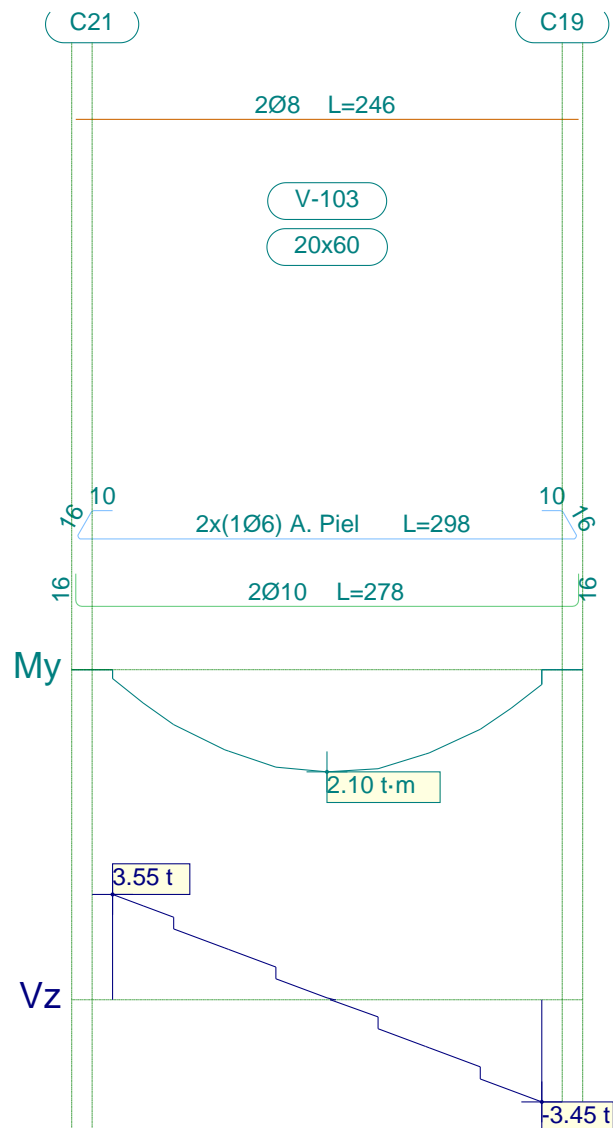
1.1.- Pórtico 1



Pórtico 1		Tramo: V-101			Tramo: V-102			
Sección		20x60			20x60			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	-9.12	-9.21	--	-0.67	
	[m]	--	--	4.69	0.00	--	4.69	
Momento máx.	[t·m]	7.15	7.39	3.43	2.30	6.23	5.45	
	[m]	1.50	2.00	3.25	1.36	2.61	3.36	
Cortante mín.	[t]	--	-5.06	-11.78	--	-1.82	-6.39	
	[m]	--	3.00	4.69	--	3.11	4.69	
Cortante máx.	[t]	7.33	0.48	--	11.55	5.05	--	
	[m]	0.00	1.75	--	0.00	1.61	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	5.03	5.03	1.37	1.01
		Nec.	0.00	0.00	4.35	4.39	0.00	0.41
Área Inf.	[cm ²]	Real	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
		Nec.	3.77	3.77	3.62	2.89	3.77	3.77
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.02	2.02	3.14	2.98	2.02	2.02
		Nec.	1.57	1.57	2.81	2.69	1.57	1.57
F. Activa		2.17 mm, L/2160 (L: 4.69 m)			0.97 mm, L/4822 (L: 4.69 m)			



1.2.- Pórtico 2



Pórtico 2		Tramo: V-103		
Sección		20x60		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Momento máx.	[t·m]	1.67	2.10	1.73
	[m]	0.57	1.05	1.53
Cortante mín.	[t]	--	-0.98	-3.45
	[m]	--	1.30	2.10
Cortante máx.	[t]	3.55	1.10	--
	[m]	0.00	0.80	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.57	1.57
		Nec.	1.29	1.29

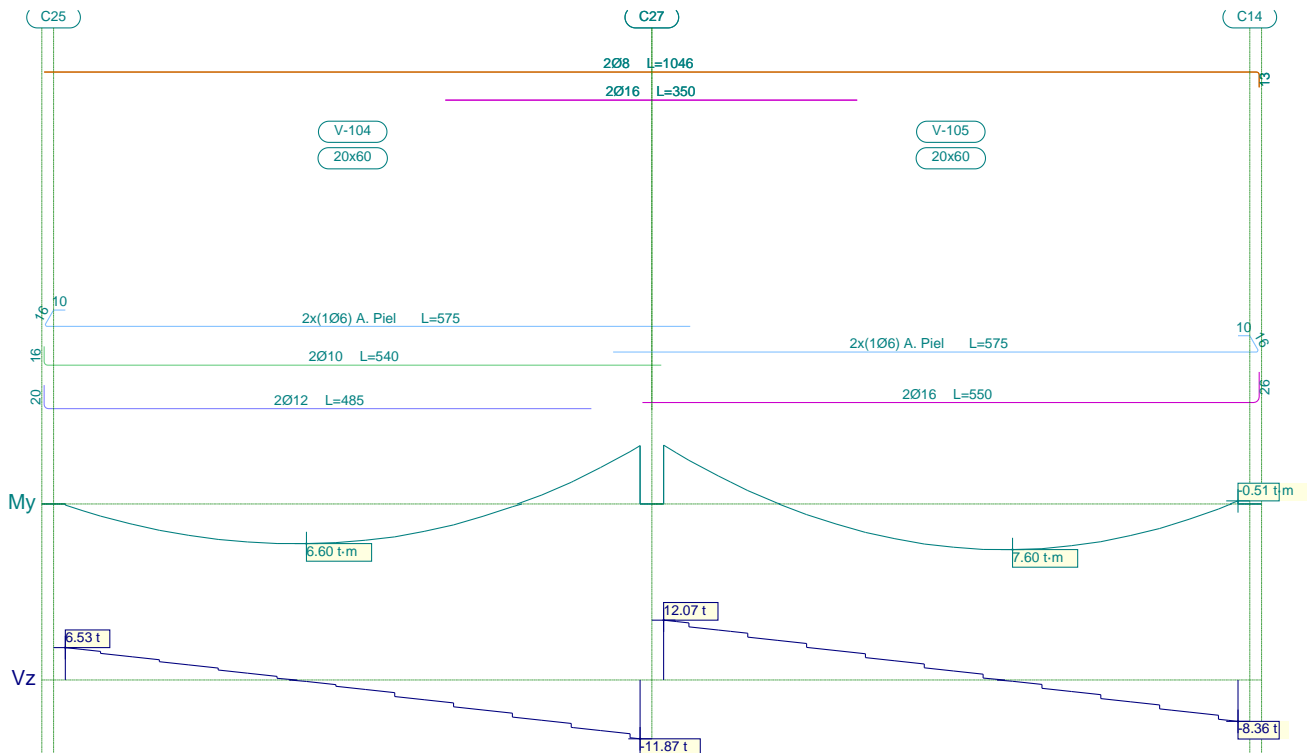


Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 2			Tramo: V-103		
Sección			20x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.02	2.02	2.02
		Nec.	1.57	1.57	1.57
F. Activa			0.10 mm, L/20618 (L: 2.10 m)		

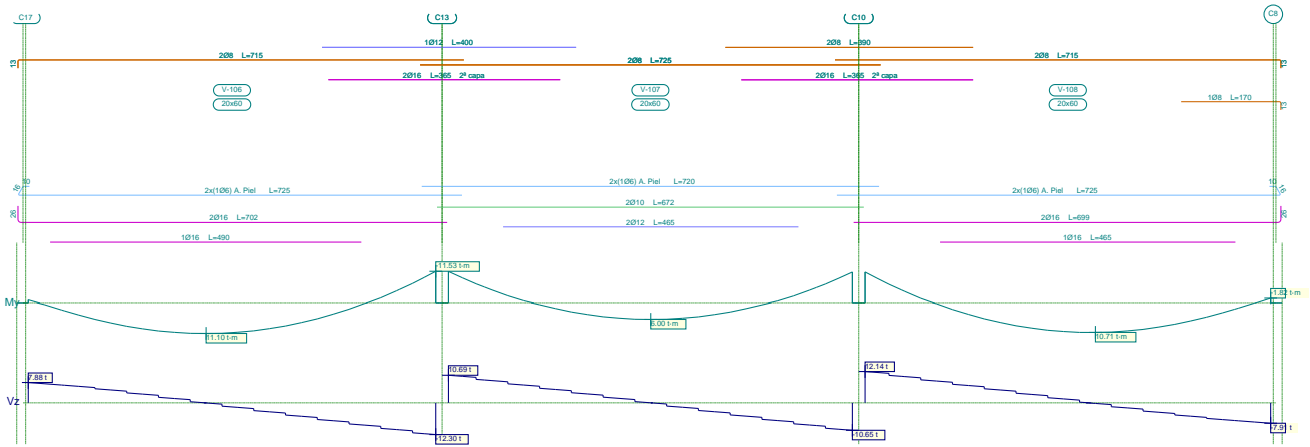
1.3.- Pórtico 3



Pórtico 3			Tramo: V-104			Tramo: V-105		
Sección			20x60			20x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t-m]		--	--	-9.71	-9.80	--	-0.51
	[m]		--	--	4.88	0.00	--	4.88
Momento máx.	[t-m]		6.33	6.60	3.49	3.34	7.60	6.95
	[m]		1.55	2.05	3.30	1.47	2.97	3.47
Cortante mín.	[t]		--	-3.99	-11.87	--	-1.68	-8.36
	[m]		--	3.05	4.88	--	3.22	4.88
Cortante máx.	[t]		6.53	0.72	--	12.07	5.29	--
	[m]		0.00	1.80	--	0.00	1.72	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	5.03	5.03	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.00	4.64	4.69	0.00	0.31
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.83	3.83	3.83	4.02	4.02	4.02
		Nec.	3.79	3.79	3.42	3.63	3.77	3.77
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.02	2.02	3.33	3.33	2.02	2.02
		Nec.	1.57	1.57	2.87	2.98	1.57	1.57
F. Activa			1.18 mm, L/4128 (L: 4.88 m)			2.35 mm, L/2074 (L: 4.88 m)		



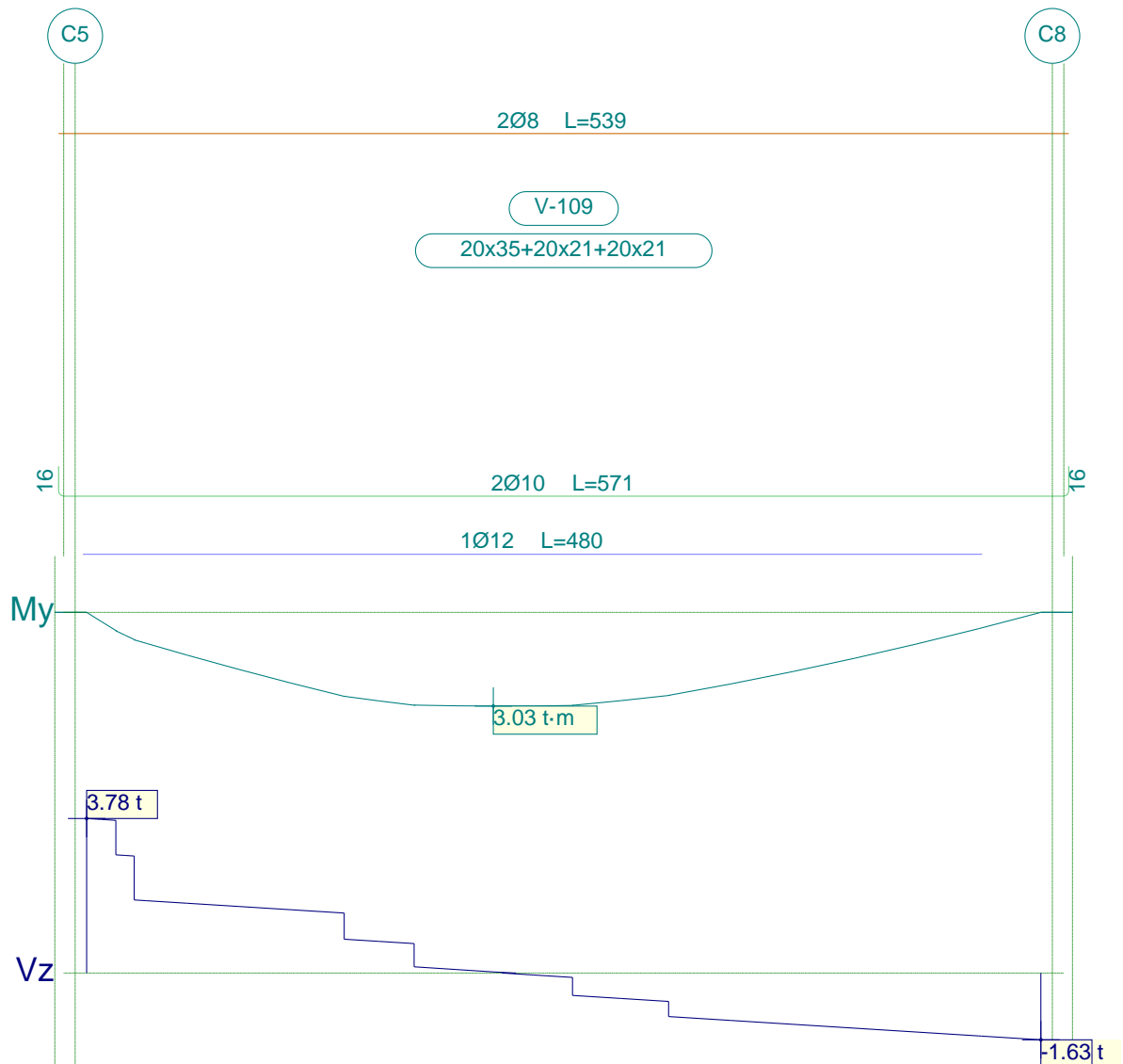
1.4.- Pórtico 4



Pórtico 4		Tramo: V-106			Tramo: V-107			Tramo: V-108			
Sección		20x60			20x60			20x60			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	-1.23	--	-11.53	-11.50	--	-11.28	-11.30	--	-1.82	
	[m]	0.00	--	6.41	0.00	--	6.36	0.00	--	6.39	
Momento máx.	[t·m]	10.21	11.10	7.17	3.34	6.00	3.38	7.13	10.71	9.63	
	[m]	2.05	2.80	4.30	1.94	3.19	4.44	2.13	3.63	4.38	
Cortante mín.	[t]	--	-4.74	-12.30	--	-3.43	-10.65	--	-1.95	-7.91	
	[m]	--	4.05	6.41	--	4.19	6.36	--	4.13	6.39	
Cortante máx.	[t]	7.88	1.68	--	10.69	3.46	--	12.14	4.53	--	
	[m]	0.00	2.30	--	0.00	2.19	--	0.00	2.38	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	6.75	6.74	1.01	6.69	6.62	1.01	1.51
		Nec.	0.75	0.00	5.84	5.82	0.00	5.67	5.70	0.00	1.12
Área Inf.	[cm ²]	Real	6.03	6.03	6.03	3.83	3.83	3.83	6.03	6.03	6.03
		Nec.	5.32	5.35	4.46	3.16	3.75	3.17	4.39	5.15	5.10
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.10	2.10	3.77	2.83	2.10	2.70	3.73	2.10	2.10
		Nec.	1.57	1.57	3.33	2.45	1.57	2.39	3.24	1.57	1.57
F. Activa		12.45 mm, L/515 (L: 6.41 m)			1.48 mm, L/3006 (L: 4.44 m)			11.31 mm, L/564 (L: 6.39 m)			



1.5.- Pórtico 5



Pórtico 5		Tramo: V-109		
Sección		20x35 + 20x21 + 20x21		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	--	--	--
	[m]	--	--	--
Momento máx.	[t·m]	2.86	3.03	2.31
	[m]	1.56	2.17	3.44
Cortante mín.	[t]	--	-1.07	-1.63
	[m]	--	3.11	5.09
Cortante máx.	[t]	3.78	0.72	--
	[m]	0.00	1.75	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.70	2.70
		Nec.	2.49	2.51

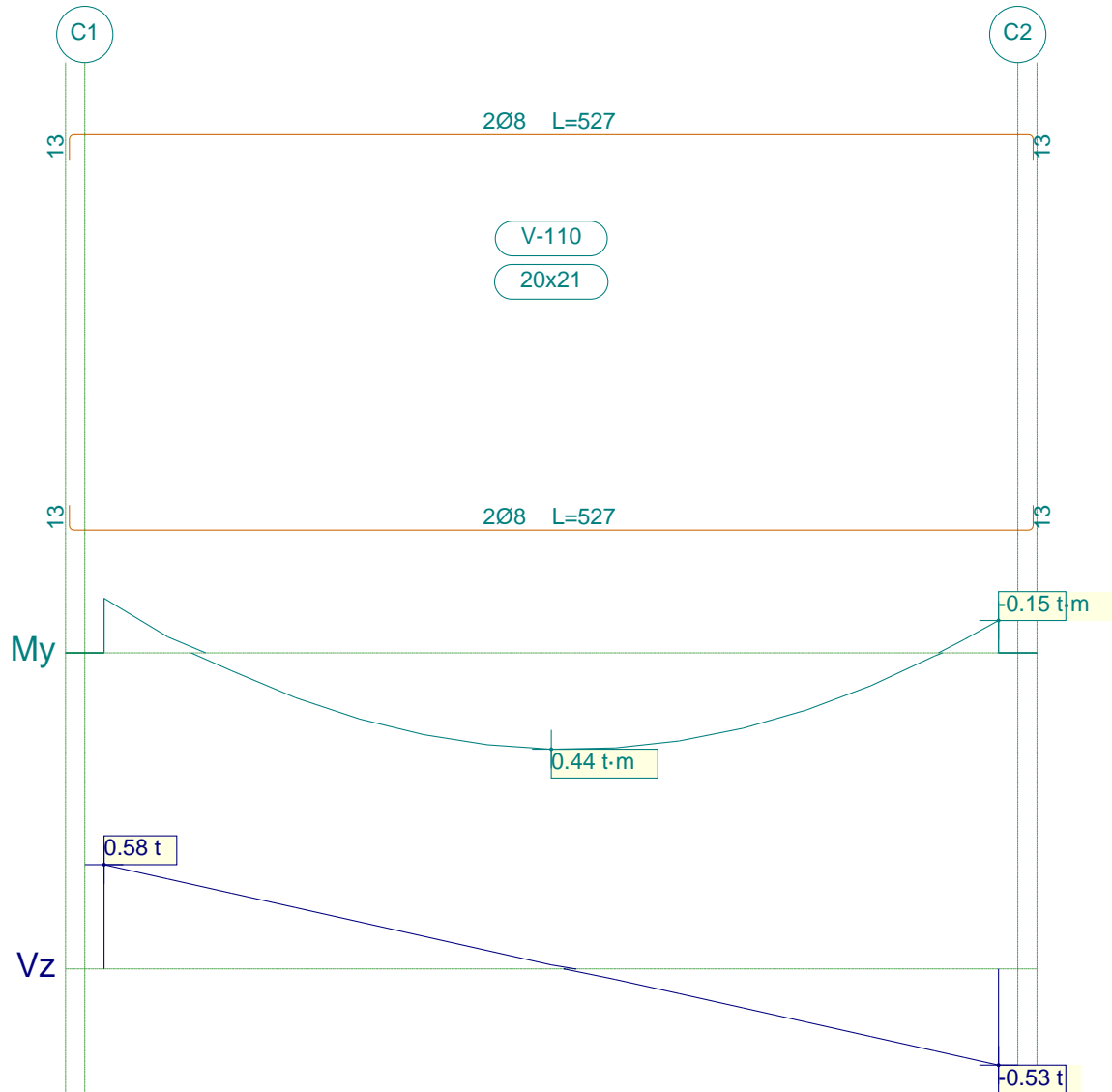


Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 5			Tramo: V-109		
Sección			20x35+20x21+20x21		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.54	3.54	3.54
		Nec.	1.57	1.57	1.57
F. Activa			8.31 mm, L/613 (L: 5.09 m)		

1.6.- Pórtico 6



Pórtico 6			Tramo: V-110		
Sección			20x21		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]		-0.25	--	-0.15
	[m]	x	0.00	--	4.65
Momento máx.	[t·m]		0.31	0.44	0.35
	[m]	x	1.33	2.33	3.32
Cortante mín.	[t]		--	-0.14	-0.53
	[m]	x	--	2.99	4.65

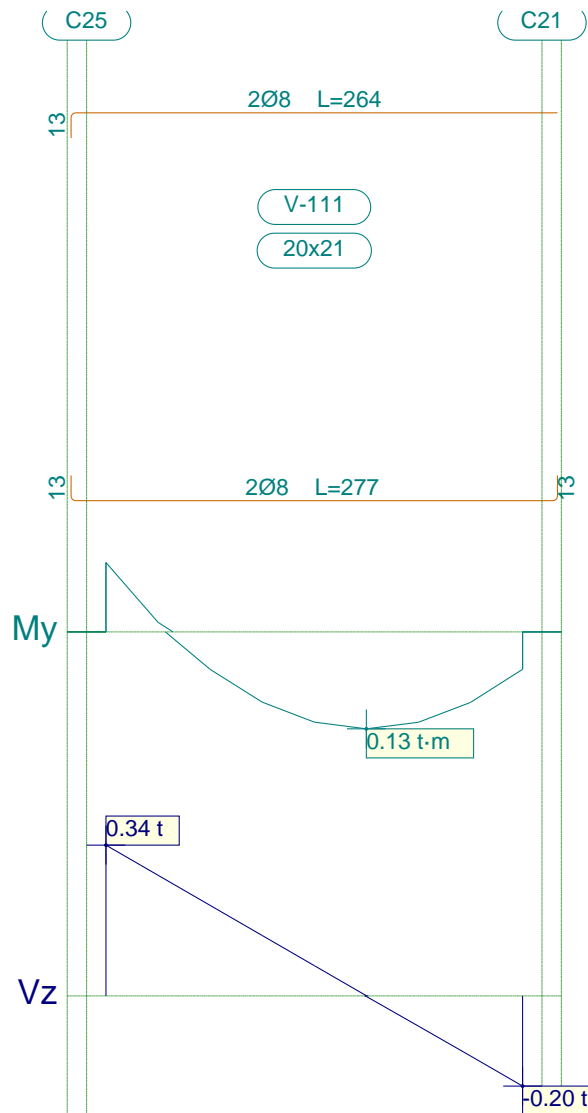


Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 6		Tramo: V-110		
Sección		20x21		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L
Cortante máx. x	[t]	0.58	0.18	--
	[m]	0.00	1.66	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.49	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.60	0.87
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.29	6.29
		Nec.	1.57	1.57
F. Activa		2.03 mm, L/2295 (L: 4.65 m)		

1.7.- Pórtico 7





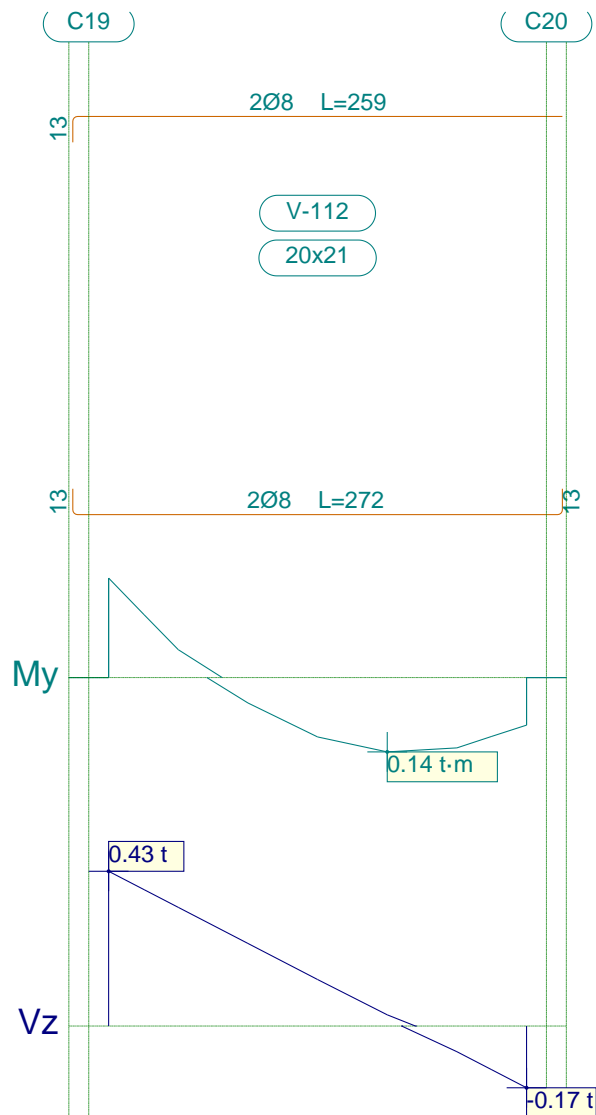
Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 7			Tramo: V-111		
Sección			20x21		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín. x	[t·m]		-0.09	--	--
	[m]		0.00	--	--
Momento máx. x	[t·m]		--	0.13	0.12
	[m]		--	1.34	1.61
Cortante mín. x	[t]		--	0.00	-0.20
	[m]		--	1.34	2.15
Cortante máx. x	[t]		0.34	0.13	--
	[m]		0.00	0.81	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	1.01
		Nec.	0.18	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.26	0.24
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.29	6.29	6.29
		Nec.	1.57	1.57	1.57
F. Activa			0.14 mm, L/15823 (L: 2.15 m)		



1.8.- Pórtico 8



Pórtico 8		Tramo: V-112		
Sección		20x21		
Zona		1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	-0.18	--	--
	[m]	0.00	--	--
Momento máx.	[t·m]	--	0.14	0.14
	[m]	--	1.40	1.40
Cortante mín.	[t]	--	--	-0.17
	[m]	--	--	2.10
Cortante máx.	[t]	0.43	0.23	0.03
	[m]	0.00	0.70	1.40
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.36	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.27
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	6.29	6.29
		Nec.	1.57	1.57

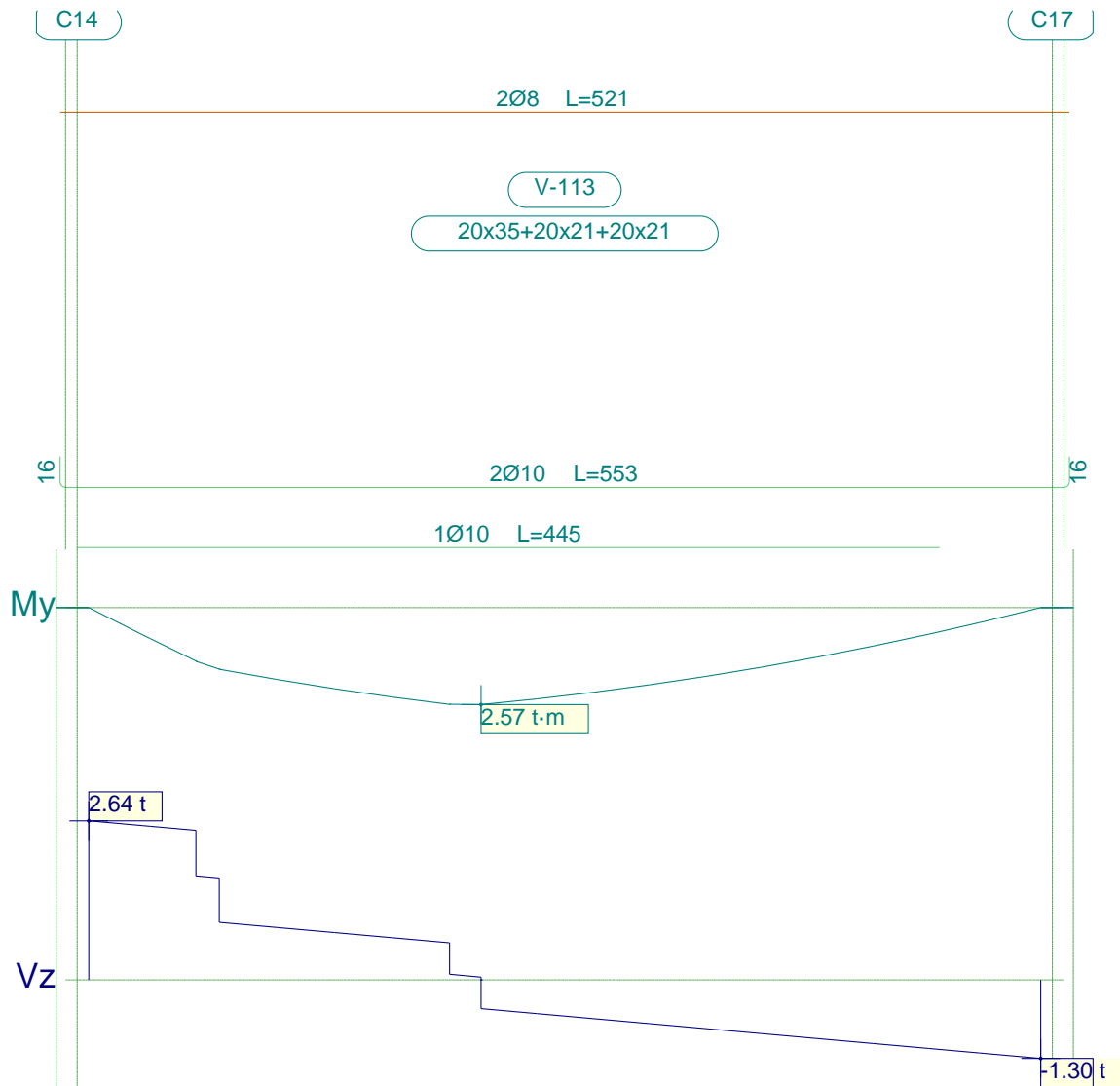


Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 8	Tramo: V-112		
Sección	20x21		
Zona	1/3L	2/3L	3/3L
F. Activa	0.11 mm, L/19636 (L: 2.10 m)		

1.9.- Pórtico 9



Pórtico 9	Tramo: V-113			
Sección	20x35+20x21+20x21			
Zona	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	--
x	[m]	--	--	--
Momento máx.	[t·m]	2.37	2.57	1.59
x	[m]	1.56	2.02	3.47
Cortante mín.	[t]	--	-0.81	-1.30
x	[m]	--	3.18	4.91
Cortante máx.	[t]	2.64	0.62	--
x	[m]	0.00	1.86	--

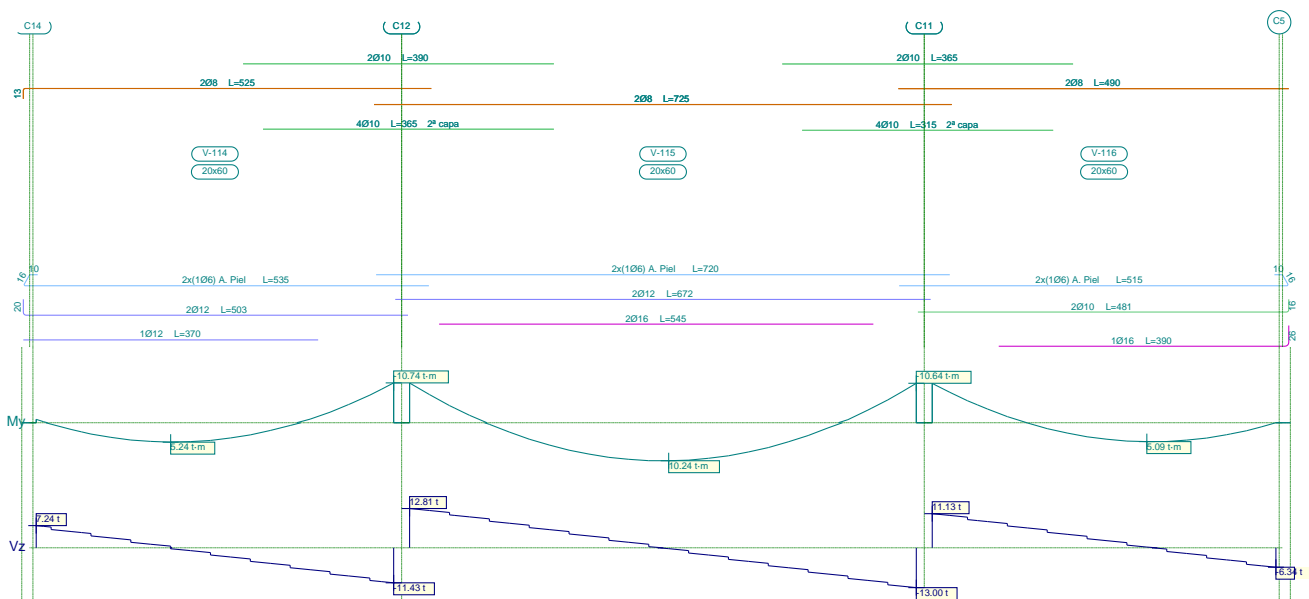


Listado de esfuerzos y armado de vigas

Fecha: 07/12/23

Pórtico 9			Tramo: V-113		
Sección			20x35 + 20x21 + 20x21		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	2.36	2.36	2.36
		Nec.	2.13	2.13	2.01
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	3.54	3.54	3.54
		Nec.	1.57	1.57	1.57
F. Activa			3.39 mm, L/1450 (L: 4.91 m)		

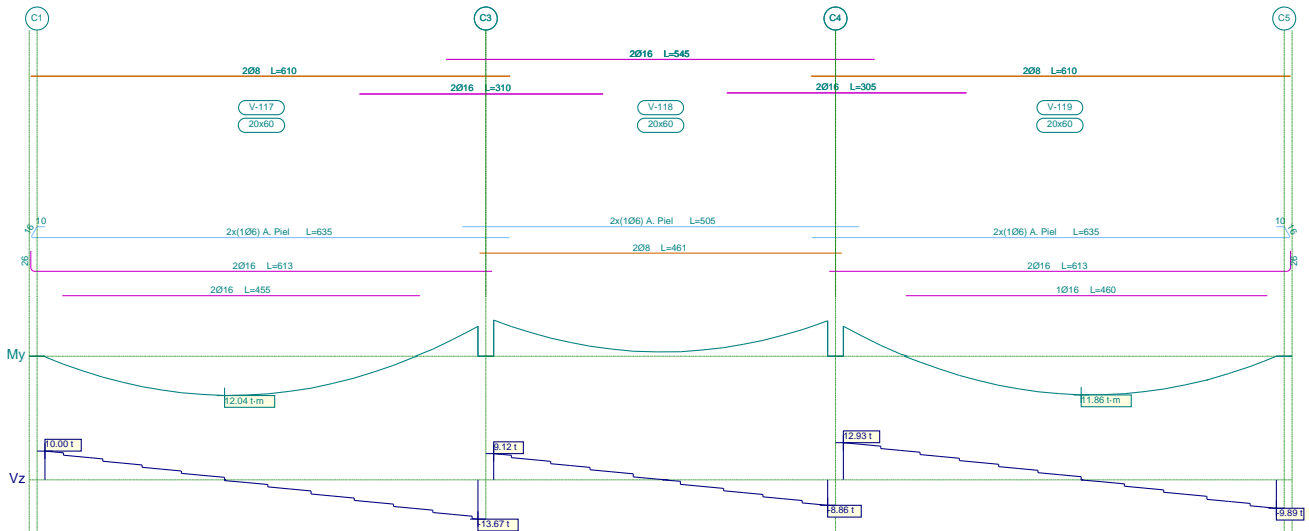
1.10.- Pórtico 10



Pórtico 10			Tramo: V-114			Tramo: V-115			Tramo: V-116		
Sección			20x60			20x60			20x60		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Momento mín.	[t·m]	x	-0.91	--	-10.74	-10.71	--	-10.64	-10.60	--	--
		[m]	0.00	--	4.49	0.00	--	6.36	0.00	--	--
Momento máx.	[t·m]	x	5.03	5.24	0.74	7.40	10.24	7.89	--	5.09	5.07
		[m]	1.44	1.69	3.19	2.00	3.25	4.25	--	2.69	2.94
Cortante mín.	[t]	x	--	-5.07	-11.43	--	-3.78	-13.00	--	--	-6.34
		[m]	--	2.94	4.49	--	4.00	6.36	--	--	4.31
Cortante máx.	[t]	x	7.24	0.55	--	12.81	3.87	--	11.13	5.83	--
		[m]	0.00	1.69	--	0.00	2.25	--	0.00	1.44	--
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	2.58	6.31	6.37	1.01	6.26	6.30	2.44	1.01
		Nec.	0.56	0.46	5.34	5.34	0.00	5.28	5.26	0.79	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	3.39	3.39	3.09	6.28	6.28	6.28	2.70	3.58	3.58
		Nec.	3.27	3.27	2.03	4.46	4.91	4.58	1.29	3.18	3.18
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.10	2.10	3.14	4.02	2.02	4.04	2.98	2.10	2.10
		Nec.	1.57	1.57	2.77	3.54	1.57	3.62	2.61	1.57	1.57
F. Activa			0.72 mm, L/5296 (L: 3.83 m)			6.72 mm, L/946 (L: 6.36 m)			0.60 mm, L/6033 (L: 3.64 m)		



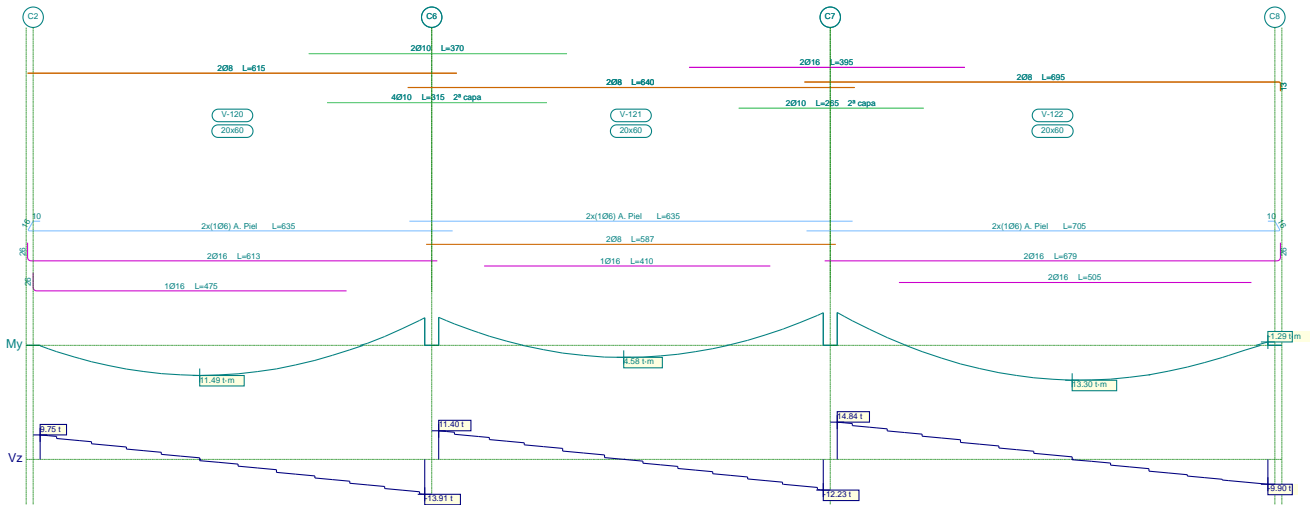
1.11.- Pórtico 11



Pórtico 11		Tramo: V-117			Tramo: V-118			Tramo: V-119			
Sección		20x60			20x60			20x60			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	-9.18	-11.08	-2.20	-10.87	-9.18	--	--	
	[m]	--	--	5.51	0.00	1.50	4.25	0.00	--	--	
Momento máx.	[t·m]	11.19	12.04	6.69	--	--	--	7.47	11.86	10.85	
	[m]	1.74	2.29	3.94	--	--	--	1.73	3.03	3.83	
Cortante mín.	[t]	--	-5.63	-13.67	--	-2.28	-8.86	--	-2.22	-9.89	
	[m]	--	3.66	5.51	--	2.65	4.25	--	3.58	5.51	
Cortante máx.	[t]	10.00	1.55	--	9.12	2.80	--	12.93	5.41	--	
	[m]	0.00	2.01	--	0.00	1.50	--	0.00	1.98	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	6.97	8.04	4.02	8.04	6.91	1.01	1.01
		Nec.	0.00	0.00	4.40	5.35	2.64	5.24	4.39	0.00	0.00
Área Inf.	[cm ²]	Real	8.04	8.04	8.04	1.01	1.01	1.01	6.03	6.03	6.03
		Nec.	5.83	5.83	4.69	0.00	0.00	0.00	4.78	5.74	5.69
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.02	2.02	4.35	2.02	2.02	2.02	3.77	2.02	2.02
		Nec.	1.57	1.57	3.72	1.57	1.57	1.57	3.33	1.57	1.57
F. Activa		7.51 mm, L/734 (L: 5.51 m)			0.80 mm, L/5314 (L: 4.25 m)			8.67 mm, L/636 (L: 5.51 m)			



1.12.- Pórtico 12



Pórtico 12		Tramo: V-120			Tramo: V-121			Tramo: V-122			
Sección		20x60			20x60			20x60			
Zona		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Momento mín.	[t·m]	--	--	-10.51	-10.67	--	-12.41	-12.51	--	-1.29	
	[m]	--	--	5.51	0.00	--	5.51	0.00	--	6.17	
Momento máx.	[t·m]	10.77	11.49	5.74	2.95	4.58	2.42	8.85	13.30	12.16	
	[m]	1.74	2.29	3.94	1.78	2.65	3.68	2.04	3.37	4.19	
Cortante mín.	[t]	--	-5.88	-13.91	--	-3.62	-12.23	--	-2.28	-9.90	
	[m]	--	3.66	5.51	--	3.43	5.51	--	3.92	6.17	
Cortante máx.	[t]	9.75	1.30	--	11.40	2.55	--	14.84	5.35	--	
	[m]	0.00	2.01	--	0.00	2.08	--	0.00	2.32	--	
Área Sup.	[cm ²]	Real	1.01	1.01	6.30	6.34	1.01	7.24	7.19	1.01	1.01
	Nec.	0.00	0.00	5.21	5.30	0.00	6.12	6.18	0.00	0.79	
Área Inf.	[cm ²]	Real	6.03	6.03	5.45	3.02	3.02	3.02	8.04	8.04	8.04
	Nec.	5.55	5.55	4.28	2.38	2.85	2.50	5.54	6.48	6.42	
Área Transv.	[cm ² /m]	Real	2.02	2.02	4.72	3.14	2.10	3.54	5.15	2.02	2.02
	Nec.	1.57	1.57	4.11	2.76	1.57	3.13	4.53	1.57	1.69	
F. Activa		7.91 mm, L/697 (L: 5.51 m)			0.36 mm, L/5846 (L: 2.08 m)			9.78 mm, L/631 (L: 6.17 m)			

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 20x60
	Luz libre : 6.4 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

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (CIRSOC 201-2005)													Estado			
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T _c	T _α	T _α	TNM _x	TV _x	TV _y	TV _s	TV _s	T,Disp _l		T,Disp _{st}	T,Geom _l	T,Arm _{st}
V-106: C17 - C13	Cumple	Cumple	'5.847 m' η = 77.9	'6.050 m' η = 94.0	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	CUMPLE h = 94.0
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima y máxima</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</p> <p>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</p> <p>T_c: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</p> <p>T_α: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</p> <p>T_α: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</p> <p>TNM_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</p> <p>TV_x: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua.</p> <p>TV_y: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua.</p> <p>TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</p> <p>TV_s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</p> <p>T,Disp_l: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</p> <p>T,Disp_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</p> <p>T,Geom_l: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal.</p> <p>T,Arm_{st}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>h: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.</p>																	

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (CIRSOC 201-2005)				Estado
	Sc,sup.	Sc,Lat.Der.	Sc,inf.	Sc,Lat.Izq.	
V-106: C17 - C13	x: 0 m Cumple	x: 2.8 m Cumple	x: 2.8 m Cumple	x: 2.8 m Cumple	CUMPLE
<p>Notación:</p> <p>Sc,sup.: Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara superior</p> <p>Sc,Lat.Der.: Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara lateral derecha</p> <p>Sc,inf.: Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara inferior</p> <p>Sc,Lat.Izq.: Comprobación de la separación máxima entre armaduras: Cara lateral izquierda</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>h: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p>					

Viga	Activa (Característica)	Estado
V-106: C17 - C13	$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	CUMPLE
	$f_{A,max}: 12.45 \text{ mm}$ $f_{A,lim}: 13.36 \text{ mm}$	

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-106: C17 - C13 (C17 - 0.568 m, Negativos)

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):

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

$$116 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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

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

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

Flexión negativa 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):

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

$$1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$A_{s,req} : \underline{0.57} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.653} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,y} : \underline{6.822} \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{10.448} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

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:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{13.931} \text{ t}$$

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

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

$$V_c : \underline{8.851} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

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

$$V_c : \underline{17.309} \text{ t}$$

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

Donde:

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

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

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

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

$$\rho_w : \underline{0.002}$$

Siendo:

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

$$A_s : \underline{2.65} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{566} \text{ mm}$$

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

$$M_m : \underline{2.938} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{2.938} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

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

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

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{1200.00} \text{ cm}^2$$

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

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

$$V_s : \underline{5.080} \text{ t}$$

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

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{38.464} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

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

$$A_v : \underline{0.57} \text{ cm}^2$$

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

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

$$d : \underline{566} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{270} \text{ mm}$$

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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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):

$$s \leq s_{max}$$

$$270 \text{ mm} \leq 285 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{285} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{285} \text{ mm}$$

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

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

Siendo:

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

$$d : \underline{566} \text{ mm}$$

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):

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

$$0.57 \text{ cm}^2 \geq 0.42 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$A_{v,min} : \underline{0.42} \text{ cm}^2$$

([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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{270} \text{ mm}$$

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

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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 '0.525 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.625} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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.

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

$$M_{u,x} : \underline{6.017} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

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

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{9.628} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

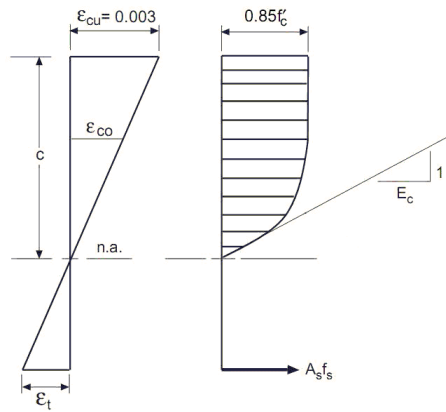
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería



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

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

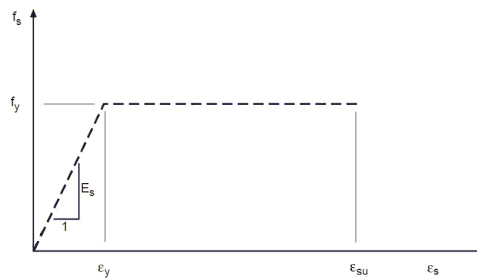
e_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$$e_{cu} : \underline{0.0030}$$

e_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

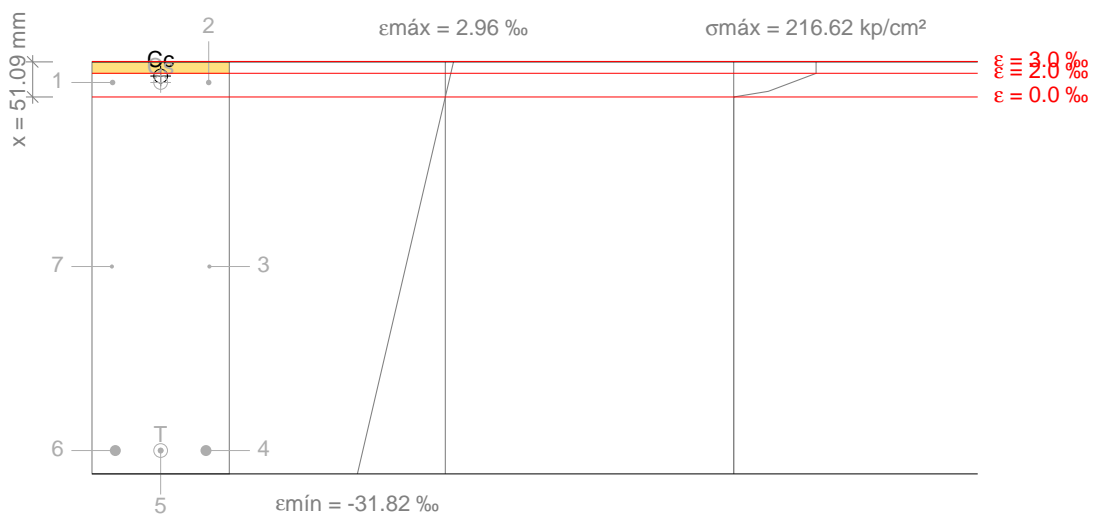
$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

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

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	+2492.36	+0.001223
2	Ø8	70.00	270.00	+2492.36	+0.001223
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.014314
4	Ø16	66.00	-266.00	-4281.35	-0.029850
5	Ø16	0.00	-266.00	-4281.35	-0.029850
6	Ø16	-66.00	-266.00	-4281.35	-0.029850
7	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.014314

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	17.151	0.00	279.37
Cs	2.507	0.00	270.00
T	19.658	0.00	-266.00

$$P_n = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{10.698} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{17.151} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{2.507} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{19.658} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{279.37} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{270.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0298}$$

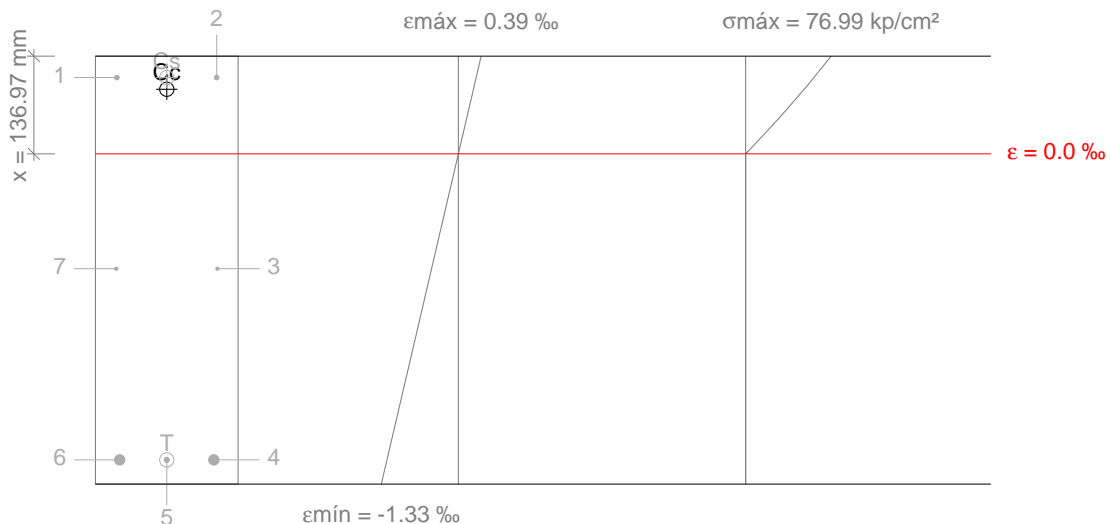
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

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

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	+627.75	+0.000308
2	Ø8	70.00	270.00	+627.75	+0.000308
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.000464
4	Ø16	66.00	-266.00	-2517.78	-0.001235
5	Ø16	0.00	-266.00	-2517.78	-0.001235
6	Ø16	-66.00	-266.00	-2517.78	-0.001235
7	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.000464

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.929	0.00	253.54
Cs	0.632	0.00	270.00
T	11.561	0.00	-266.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{6.017} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{10.929} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{0.632} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{11.561} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{253.54} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{270.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0004}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0012}$$

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{76.99} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$S_{smax} : \underline{2517.78} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

V-106: C17 - C13 (C17 - C13, Positivos)

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):

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

$$116 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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

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

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

Flexión negativa 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):

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

$$1.01 \text{ cm}^2 \geq 0.75 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$A_{s,req} : \underline{0.57} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.779} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,y} : \underline{10.459} \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{13.421} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.847 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

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:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{17.894} \text{ t}$$

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

$$V_c : \underline{\quad 9.124 \quad} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

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

$$V_c : \underline{\quad 16.601 \quad} \text{ t}$$

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

Donde:

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

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

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

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

$$\rho_w : \underline{\quad 0.006 \quad}$$

Siendo:

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

$$A_s : \underline{\quad 6.16 \quad} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{\quad 543 \quad} \text{ mm}$$

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

$$M_m : \underline{\quad 5.013 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{\quad -5.013 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{\quad 0.000 \quad} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{\quad 600.00 \quad} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

$$V_s : \underline{\quad 8.770 \quad} \text{ t}$$

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

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{\quad 36.892 \quad} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

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

$$A_v : \underline{\quad 0.57 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

$$d : \underline{543} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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):

$$s \leq s_{max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 275 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{275} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{275} \text{ mm}$$

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

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

Siendo:

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

$$d : \underline{543} \text{ mm}$$

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):

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

$$0.57 \text{ cm}^2 \geq 0.24 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$A_{v,min} : \underline{0.24} \text{ cm}^2$$

([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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

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

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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 '6.050 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.940} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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.

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

$$M_{u,x} : \underline{-11.532} \quad t \cdot m$$

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

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \quad t$$

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-12.273} \quad t \cdot m$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \quad t \cdot m$$

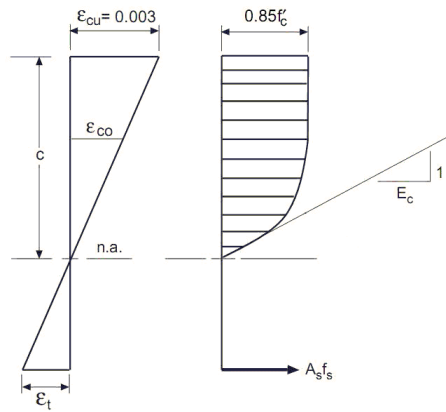
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería



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

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

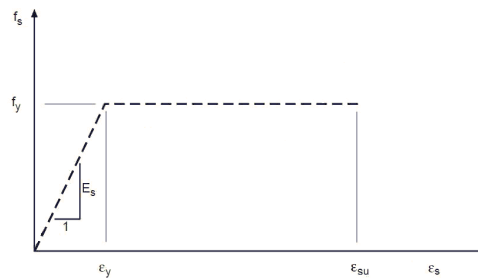
e_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

$$e_{cu} : \underline{0.0030}$$

e_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

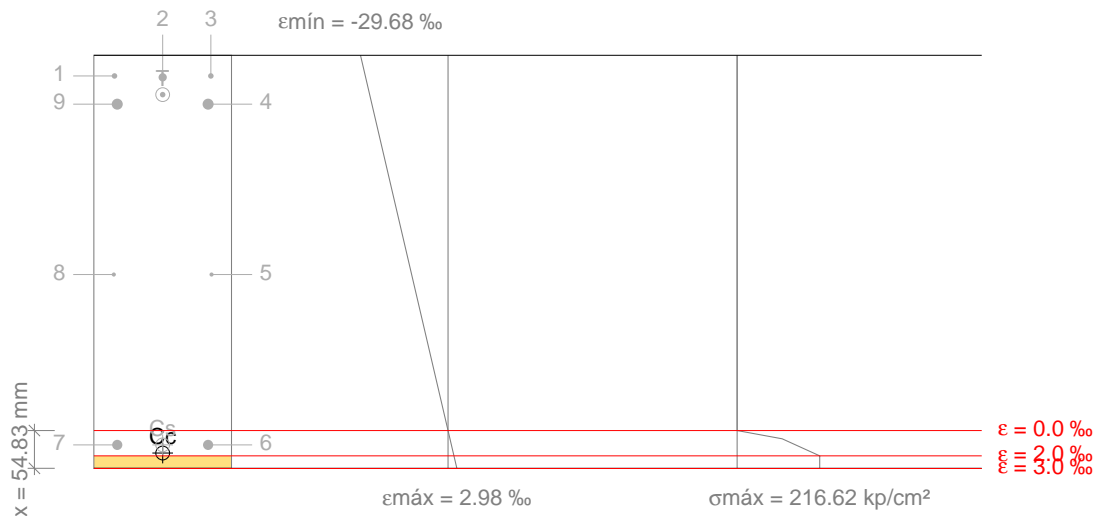
$$e_{co} : \underline{0.0020}$$

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

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	-4281.35	-0.028046
2	Ø12	0.00	268.00	-4281.35	-0.027937
3	Ø8	70.00	270.00	-4281.35	-0.028046
4	Ø16	66.00	229.00	-4281.35	-0.025814
5	Ø6	71.00	-18.50	0.00	-0.012340
6	Ø16	66.00	-266.00	+2312.04	+0.001134
7	Ø16	-66.00	-266.00	+2312.04	+0.001134
8	Ø6	-71.00	-18.50	0.00	-0.012340
9	Ø16	-66.00	229.00	-4281.35	-0.025814

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.449	0.00	-277.83
Cs	7.919	0.00	-266.00
T	26.369	0.00	242.86

$$P_n = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-13.636} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{18.449} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{7.919} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{26.369} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-277.83} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{242.86} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0280}$$

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

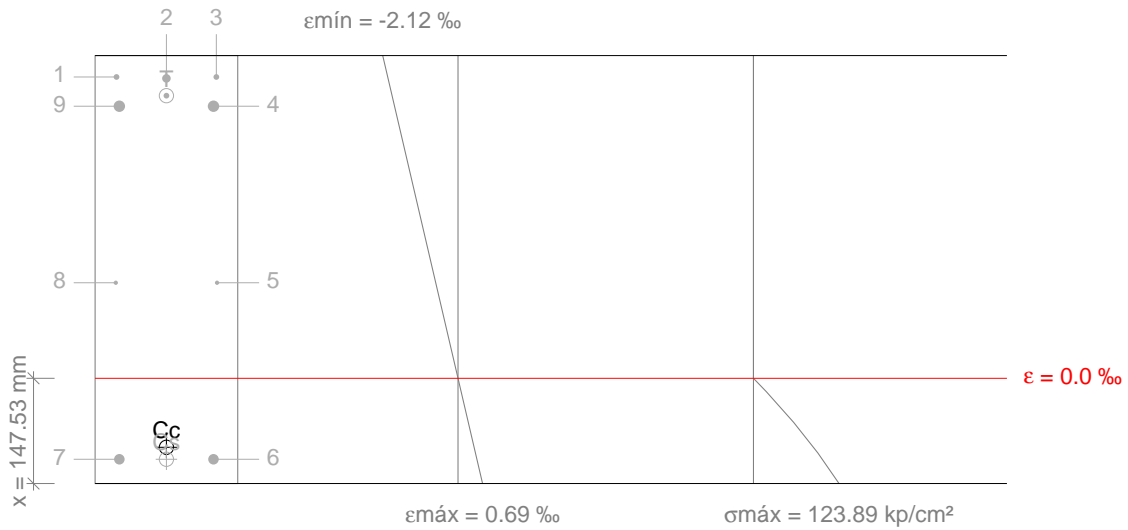
$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	-4036.80	-0.001980
2	Ø12	0.00	268.00	-4017.69	-0.001971
3	Ø8	70.00	270.00	-4036.80	-0.001980
4	Ø16	66.00	229.00	-3645.04	-0.001788
5	Ø6	71.00	-18.50	0.00	-0.000628
6	Ø16	66.00	-266.00	+1084.78	+0.000532
7	Ø16	-66.00	-266.00	+1084.78	+0.000532
8	Ø6	-71.00	-18.50	0.00	-0.000628
9	Ø16	-66.00	229.00	-3645.04	-0.001788

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	19.550	0.00	-249.22
Cs	3.716	0.00	-266.00
T	23.265	0.00	243.77

$$P_u = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-11.532} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{19.550} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{3.716} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{23.265} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-249.22} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{243.77} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{123.89} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4036.80 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

V-106: C17 - C13 (4.800 m - C13, Negativos)

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):

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

$$29 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = d_b$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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

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

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):

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

$$5.42 \text{ cm}^2 \geq 4.52 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

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

$$A_{s,req} : \underline{3.39} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.779} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{u,y} : \underline{10.459} \text{ t}$$

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

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{13.421} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '5.847 m', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

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:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{17.894} \text{ t}$$

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

$$V_c : \underline{\quad 9.124 \quad} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

El valor de V_c obtenido debe cumplir la siguiente expresión:

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

$$V_c : \underline{\quad 16.601 \quad} \text{ t}$$

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

Donde:

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

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

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

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

$$\rho_w : \underline{\quad 0.006 \quad}$$

Siendo:

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

$$A_s : \underline{\quad 6.16 \quad} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{\quad 200 \quad} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{\quad 543 \quad} \text{ mm}$$

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

$$M_m : \underline{\quad 5.013 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{\quad -5.013 \quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{\quad 0.000 \quad} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{\quad 600.00 \quad} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{\quad 1200.00 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

$$V_s : \underline{\quad 8.770 \quad} \text{ t}$$

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

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s : \underline{\quad 36.892 \quad} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

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

$$A_v : \underline{\quad 0.57 \quad} \text{ cm}^2$$

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

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

$$d : \underline{543} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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):

$$s \leq s_{max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 275 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_{max} : \underline{275} \text{ mm}$$

$$s_1 = d/2$$

$$s_1 : \underline{275} \text{ mm}$$

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

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

Siendo:

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

$$d : \underline{543} \text{ mm}$$

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):

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

$$0.57 \text{ cm}^2 \geq 0.24 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$A_{v,min} : \underline{0.24} \text{ cm}^2$$

([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.

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

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

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

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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 '6.050 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

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

$$h : \underline{0.940} \quad \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

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.

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

$$M_{u,x} : \underline{-11.532} \quad t \cdot m$$

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

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{0.000} \quad t$$

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{-12.273} \quad t \cdot m$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{0.000} \quad t \cdot m$$

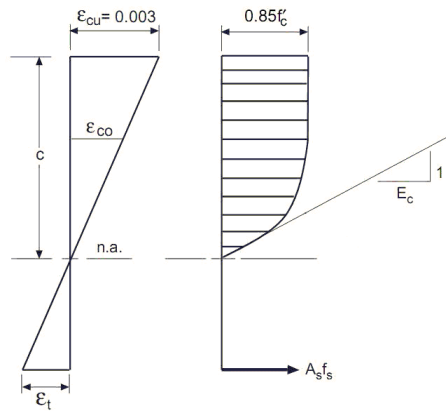
Cálculo de la capacidad resistente

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.
- 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.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería



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

f'_c : 254.84 kp/cm²

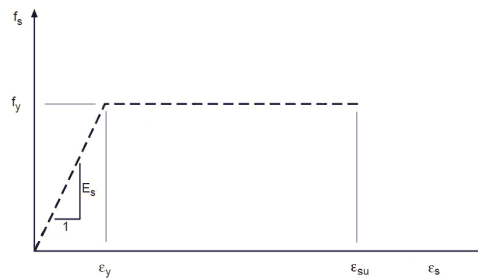
e_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de hormigón a compresión.

e_{cu} : 0.0030

e_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

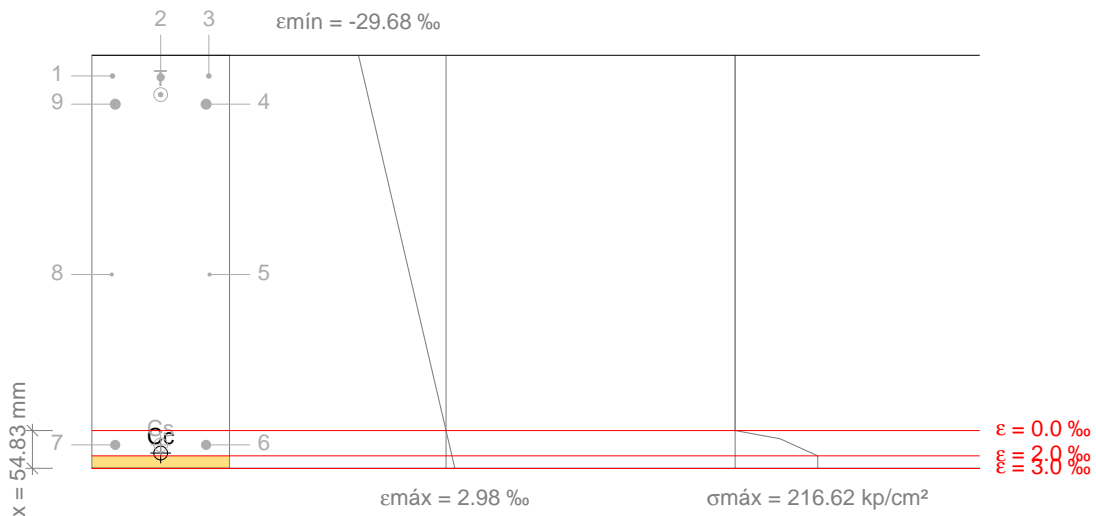
e_{co} : 0.0020

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

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	-4281.35	-0.028046
2	Ø12	0.00	268.00	-4281.35	-0.027937
3	Ø8	70.00	270.00	-4281.35	-0.028046
4	Ø16	66.00	229.00	-4281.35	-0.025814
5	Ø6	71.00	-18.50	0.00	-0.012340
6	Ø16	66.00	-266.00	+2312.04	+0.001134
7	Ø16	-66.00	-266.00	+2312.04	+0.001134
8	Ø6	-71.00	-18.50	0.00	-0.012340
9	Ø16	-66.00	229.00	-4281.35	-0.025814

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.449	0.00	-277.83
Cs	7.919	0.00	-266.00
T	26.369	0.00	242.86

$$P_n = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-13.636} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{18.449} \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{7.919} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{26.369} \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-277.83} \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{242.86} \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0030}$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0280}$$

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

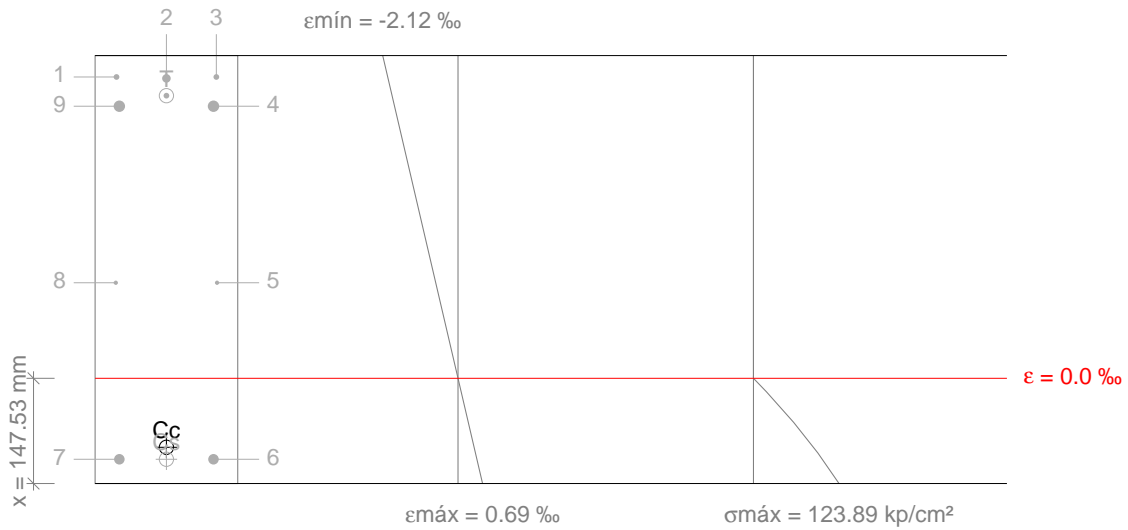
$$S_{cmax} : \underline{216.62} \text{ kp/cm}^2$$

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	-4036.80	-0.001980
2	Ø12	0.00	268.00	-4017.69	-0.001971
3	Ø8	70.00	270.00	-4036.80	-0.001980
4	Ø16	66.00	229.00	-3645.04	-0.001788
5	Ø6	71.00	-18.50	0.00	-0.000628
6	Ø16	66.00	-266.00	+1084.78	+0.000532
7	Ø16	-66.00	-266.00	+1084.78	+0.000532
8	Ø6	-71.00	-18.50	0.00	-0.000628
9	Ø16	-66.00	229.00	-3645.04	-0.001788

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	19.550	0.00	-249.22
Cs	3.716	0.00	-266.00
T	23.265	0.00	243.77

$$P_u = C_c + C_s - T$$

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

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{u,x} : \underline{-11.532} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

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

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{19.550} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{3.716} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{23.265} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-249.22} \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-266.00} \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{243.77} \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : \underline{0.0007}$$

e_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0020}$$

S_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$S_{cmax} : \underline{123.89} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

S_{smax} : 4036.80 kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (CIRSOC 201-2005, Artículo 11.6.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-106: C17 - C13

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

Se debe satisfacer:

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

$$140.00 \text{ mm} \leq 511.17 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en el nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -70.00 mm, Y = 270.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : \underline{140.00} \text{ mm}$$

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

$$s_{\max} : \underline{511.17} \text{ mm}$$

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

$$s_1 : \underline{582.49} \text{ mm}$$

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

$$s_2 : \underline{511.17} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$f_s : \underline{1675.12} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$c_c : \underline{26.00} \text{ mm}$$

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).

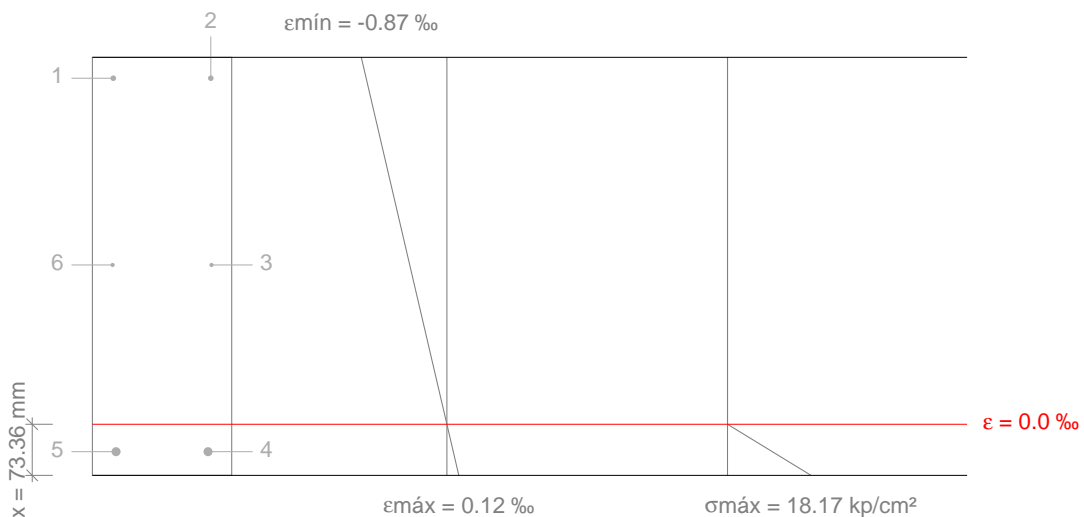
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: 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'.

$$M_{ed,y} : \underline{-0.916} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø8	-70.00	270.00	-1675.12	-0.000822
2	Ø8	70.00	270.00	-1675.12	-0.000822

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.000378
6	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.000378

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

Se debe satisfacer:

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

$$268.00 \text{ mm} \leq 316.60 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.800 m del nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 66.00 mm, Y = -266.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : \underline{268.00} \text{ mm}$$

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

$$s_{\max} : \underline{316.60} \text{ mm}$$

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

$$s_1 : \underline{336.02} \text{ mm}$$

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

$$s_2 : \underline{316.60} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$f_s : \underline{2704.62} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$c_c : \underline{26.00} \text{ mm}$$

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).

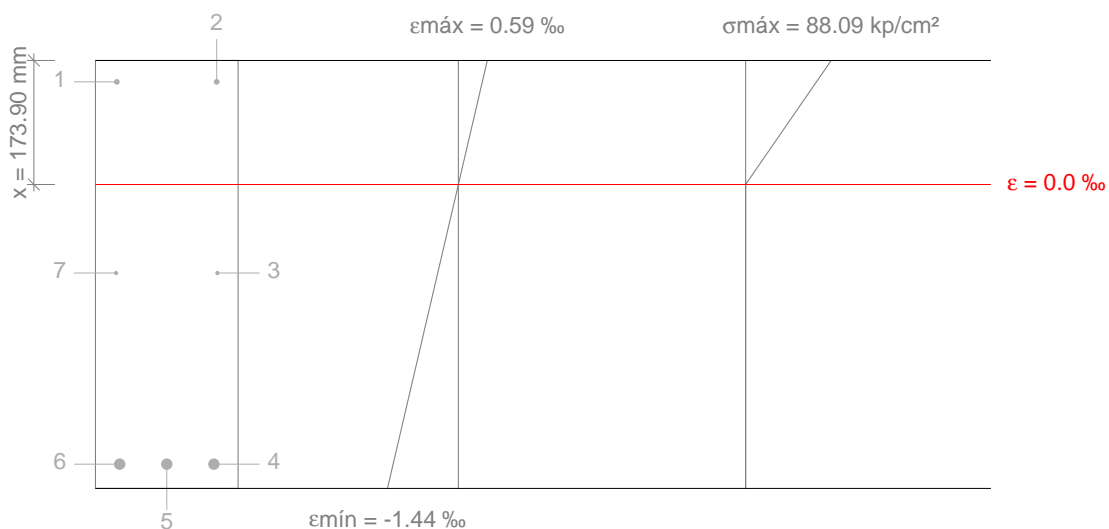
$$N_{ed} : \underline{0.000} \text{ t}$$

$M_{ed,x}$: 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'.

$$M_{ed,y} : \underline{8.317} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.000420
4	Ø16	66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
5	Ø16	0.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
6	Ø16	-66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
7	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.000420

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

Se debe satisfacer:

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

$$66.00 \text{ mm} \leq 316.60 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.800 m del nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 66.00 mm, Y = -266.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : \underline{66.00} \text{ mm}$$

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

$$s_{\max} : \underline{316.60} \text{ mm}$$

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

$$s_1 : \underline{336.02} \text{ mm}$$

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

$$s_2 : \underline{316.60} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$f_s : \underline{2704.62} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$c_c : \underline{26.00} \text{ mm}$$

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).

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

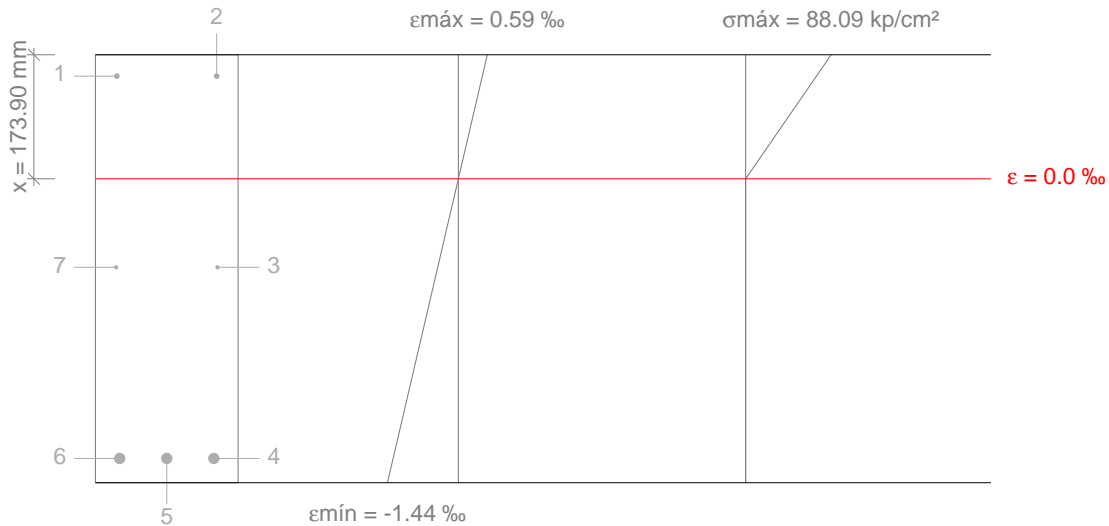
$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

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

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

$$M_{ed,Y} : \underline{8.317} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.000420
4	Ø16	66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
5	Ø16	0.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
6	Ø16	-66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
7	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.000420

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

Se debe satisfacer:

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

$$268.00 \text{ mm} \leq 316.60 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La condición más restrictiva para la separación entre armaduras se produce en un punto situado a una distancia de 2.800 m del nudo C17, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -66.00 mm, Y = -266.00 mm.

Donde:

s: Separación entre armaduras.

$$s : \underline{268.00} \text{ mm}$$

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

$$s_{\max} : \underline{316.60} \text{ mm}$$

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

$$s_1 : \underline{336.02} \text{ mm}$$

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

$$s_2 : \underline{316.60} \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$f_s : \underline{2704.62} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$c_c : \underline{26.00} \text{ mm}$$

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

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

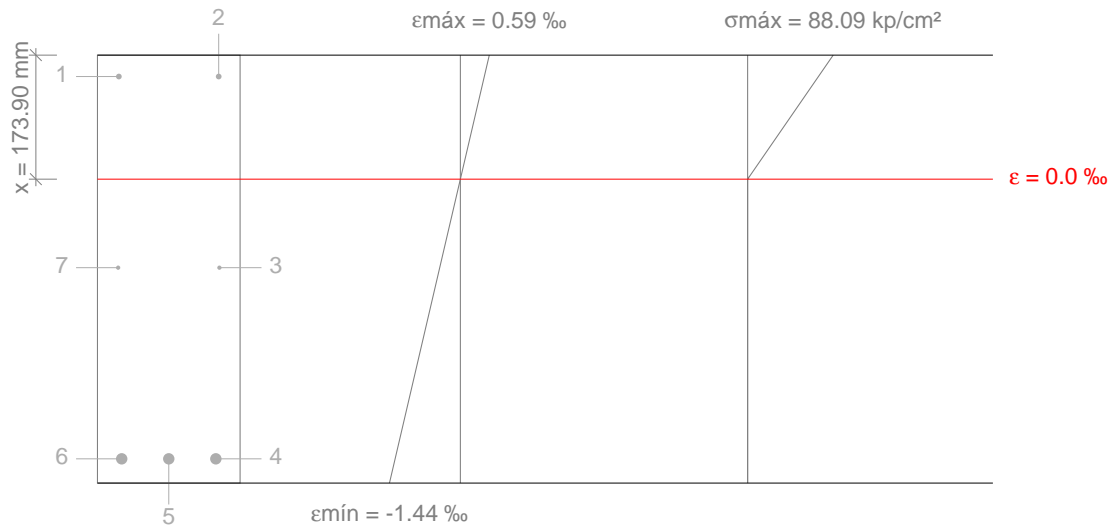
N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

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

$M_{ed,x}$: $\frac{0.000}{\quad}$ t·m
 $M_{ed,y}$: $\frac{8.317}{\quad}$ t·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
3	Ø6	71.00	2.00	0.00	-0.000420
4	Ø16	66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
5	Ø16	0.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
6	Ø16	-66.00	-266.00	-2704.62	-0.001327
7	Ø6	-71.00	2.00	0.00	-0.000420

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

5.- 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 "2.80 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

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

$$12.45 \text{ mm} \leq 13.36 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$f_{A,lim} : \underline{13.36} \text{ mm}$$

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

$$L : \underline{6.41} \text{ m}$$

L: longitud de referencia

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

$$f_{A,max} : \underline{12.45} \text{ mm}$$

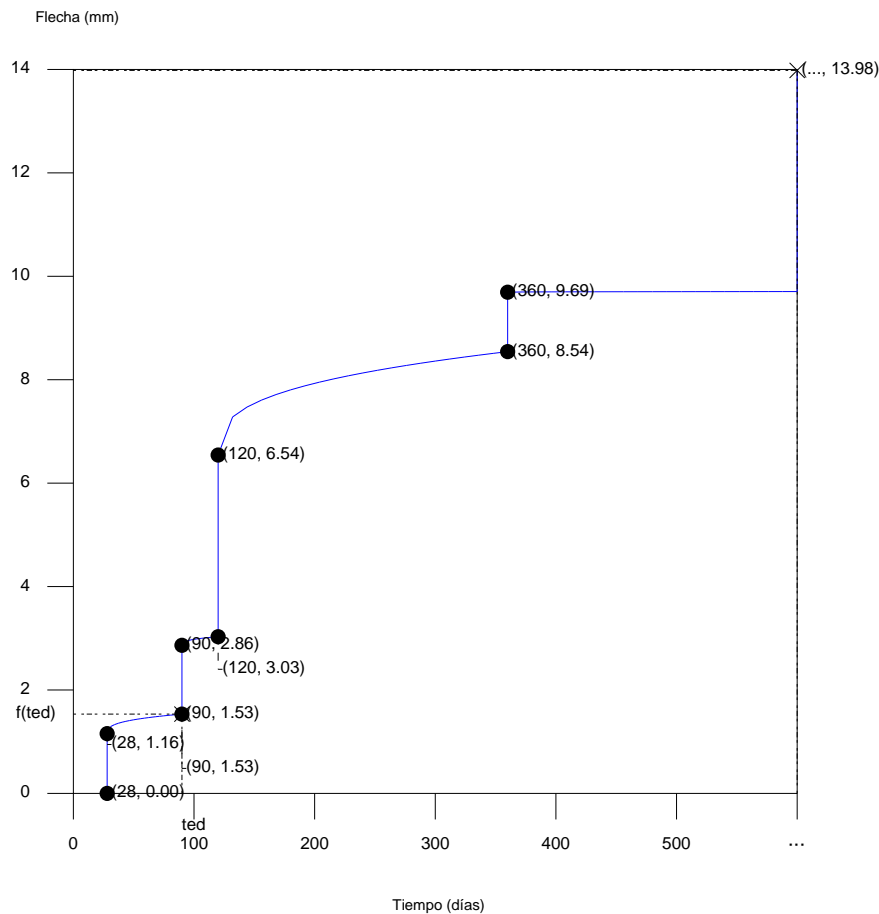
Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

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

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

$$f_{T,max}(t_{ed}, \infty) : \underline{13.98} \text{ mm}$$

Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	1.16	1.16	0.38	1.53	1.53

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Escalón de carga	t_i (días)	t_r (días)	$f_o(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_o, t_r)$ (mm)	$f_{tot}(t_r)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_r)$ (mm)
2-3	90	120	1.53	1.33	2.86	0.17	3.03	3.03
3-4	120	360	3.03	3.51	6.54	2.00	8.54	8.54
4-∞	360	∞	8.54	1.15	9.69	4.29	13.98	13.98

Donde:

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

t_r : instante final de cada intervalo de carga considerado

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

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

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

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

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

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

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	360000.00	1.16	1.16	1.16
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	253292.41	286885.82	2.49	1.33	2.49
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	254880.46	170880.25	6.00	3.51	6.00
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	258148.29	155464.64	7.15	1.15	7.15

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

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

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

E_c : módulo de deformación del hormigón

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

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	360000.00	360000.00

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm ⁴)	$I_{e,i}$ (cm ⁴)
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería	286885.82	286885.82
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento	170880.25	170880.25
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga de uso	155464.64	155464.64

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 $I_{e,v,i}$ 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 permanentes - Tabiquería + Cargas permanentes - Pavimento + Sobrecarga de uso"

$$I_{e,v} : \underline{155464.64} \text{ cm}^4$$

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}
0.78	0	0	0	0.021	0.2

I_{ec} : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano

$$I_{ec} : \underline{158002.31} \text{ cm}^4$$

I_{ee1} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)

$$I_{ee1} : \underline{360000.00} \text{ cm}^4$$

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

I_{ee2} : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)

$I_{ee2} : 124053.40 \text{ cm}^4$

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I_b$$

Sección	I_b (cm ⁴)	I_f (cm ⁴)	M_f (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm ⁴)
Extremo (1)	360000.00	22246.73	-3.99	-1.12	360000.00
Centro de vano	360000.00	105733.06	4.40	7.46	158002.31
Extremo (2)	360000.00	106470.35	-4.38	-10.67	124053.40

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	1.16	1.16	0.67	1.00	0.33	0.38
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	1.33	2.49	1.00	1.07	0.07	0.17
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	3.51	6.00	1.07	1.40	0.33	2.00
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso	1.15	7.15	1.40	2.00	0.60	4.29

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

Comprobaciones tramo de viga más solicitado-galería

$I(t_i, t_f)$: 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"

$f(t_{ed})$: 1.53 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.



1.- MATERIALES

1.1.- Hormigones

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm ²)	γ_c	Tamaño máximo del árido (mm)	E_c (kp/cm ²)
Columnas y tabiques	H-25	255	1.00	15	239551
Muros	H-20	204	1.00	15	214261

1.2.- Aceros por elemento y posición

1.2.1.- Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kp/cm ²)	γ_s
Todos	ADN 420	4281	1.00

1.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (kp/cm ²)	Módulo de elasticidad (kp/cm ²)
Acero conformado	F-24	2446	2069317
Acero laminado	F-24	2446	2038736



2.- ARMADO DE COLUMNAS Y TABIQUES

2.1.- Columnas

Armado de pilares															
Hormigón: H-25															
Columna	Geometría			Armaduras				Esfuerzos p _s imos						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensiones (cm)	Tramo (m)	Barras		Estribos		Naturaleza	N (t)	M _{xx} (t·m)	M _{yy} (t·m)	O _x (t)	O _y (t)		
				Esquina	Cuantía (%)	Descripción ⁽¹⁾	Separación (cm)								
C1	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	10.94	-0.58	-0.33	-0.23	0.43	43.5	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	10.94	-0.58	-0.33	-0.23	0.43	43.5	Cumple
C2	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	10.60	-0.55	0.12	0.13	0.40	38.2	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	10.60	-0.55	0.12	0.13	0.40	38.2	Cumple
C3	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	23.96	0.06	-0.18	-0.12	-0.08	64.1	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	23.96	0.06	-0.18	-0.12	-0.08	64.1	Cumple
C4	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	23.77	-0.35	-0.23	-0.15	0.24	63.5	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	23.77	-0.35	-0.23	-0.15	0.24	63.5	Cumple
C5	Losa 1	20x20	0.00/2.45	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	19.47	-0.46	0.01	-0.03	-0.34	50.7	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	19.81	0.38	-0.08	-0.03	-0.34	49.9	Cumple
C6	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	26.46	0.00	0.04	0.06	-0.03	72.7	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	26.46	0.00	0.04	0.06	-0.03	72.7	Cumple
C7	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	28.31	-0.33	0.05	0.07	0.23	79.4	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	28.31	-0.33	0.05	0.07	0.23	79.4	Cumple
C8	Losa 1	20x20	0.00/2.45	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	19.19	-0.50	-1.11	0.89	-0.38	84.7	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	19.53	0.42	1.06	0.89	-0.38	79.1	Cumple
C10	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	24.52	0.10	-0.11	-0.04	-0.09	66.0	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	24.52	0.10	-0.11	-0.04	-0.09	66.0	Cumple
C11	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	26.18	-0.11	-0.14	-0.07	0.08	71.7	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	26.18	-0.11	-0.14	-0.07	0.08	71.7	Cumple
C12	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	26.25	0.08	-0.15	-0.07	-0.07	72.0	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	26.25	0.08	-0.15	-0.07	-0.07	72.0	Cumple
C13	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	24.77	-0.14	0.05	0.09	0.11	66.8	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	24.77	-0.14	0.05	0.09	0.11	66.8	Cumple
C14	Losa 1	20x20	0.00/2.45	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	18.12	0.29	0.12	0.13	-0.27	45.1	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	18.12	0.29	0.12	0.13	-0.27	45.1	Cumple
C17	Losa 1	20x20	0.00/2.45	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	15.32	-0.81	-0.12	0.07	-0.63	58.0	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	15.66	0.74	0.05	0.07	-0.63	55.1	Cumple
C18	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	24.87	0.02	-0.11	-0.06	-0.05	67.2	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	24.87	0.02	-0.11	-0.06	-0.05	67.2	Cumple
C19	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	4.98	-0.15	-0.09	-0.04	0.08	12.8	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	4.98	-0.15	-0.09	-0.04	0.08	12.8	Cumple
C20	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	7.79	-0.10	-0.34	-0.24	0.04	24.5	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	7.79	-0.10	-0.34	-0.24	0.04	24.5	Cumple
C21	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	4.41	-0.09	-0.16	-0.10	0.04	12.3	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	4.41	-0.09	-0.16	-0.10	0.04	12.3	Cumple
C25	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	7.18	-0.17	-0.32	-0.23	0.10	23.3	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	7.18	-0.17	-0.32	-0.23	0.10	23.3	Cumple
C27	Losa 1	20x20	0.00/2.59	4Ø12	1.13	1eØ6	14	G	25.50	-0.19	-0.14	-0.08	0.12	69.3	Cumple
	Fundación	-	-	4Ø12	1.13	1eØ6	-	G	25.50	-0.19	-0.14	-0.08	0.12	69.3	Cumple

Notas:
⁽¹⁾ e = estribo, r = rama

3.- ESFUERZOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS POR HIPÓTESIS

▪ Tramo: Nivel inicial / nivel final del tramo entre plantas.

▪ Nota:

Los esfuerzos están referidos a ejes locales de la columna.



Soporte	Planta	Dimensión (cm)	Tramo (m)	Hipótesis	Base						Cabeza					
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
C1	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	6.61	0.17	0.33	0.12	0.25	0.00	6.35	-0.15	-0.31	0.12	0.25	0.00
				Cargas permanentes	1.21	0.06	0.08	0.04	0.06	-0.00	1.21	-0.05	-0.07	0.04	0.06	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.65	0.02	0.03	0.02	0.03	-0.00	0.65	-0.02	-0.03	0.02	0.03	-0.00
C2	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	6.41	-0.07	0.31	-0.07	0.23	0.00	6.15	0.11	-0.29	-0.07	0.23	0.00
				Cargas permanentes	1.16	-0.02	0.08	-0.02	0.05	-0.00	1.16	0.03	-0.06	-0.02	0.05	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.63	-0.02	0.03	-0.01	0.02	-0.00	0.63	0.02	-0.03	-0.01	0.02	-0.00
C3	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	14.43	0.09	-0.05	0.05	-0.06	0.00	14.17	-0.05	0.10	0.05	-0.06	0.00
				Cargas permanentes	2.68	0.05	0.01	0.03	-0.00	-0.00	2.68	-0.03	0.01	0.03	-0.00	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.45	0.02	-0.00	0.01	-0.01	-0.00	1.45	-0.02	0.01	0.01	-0.01	-0.00
C4	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	14.31	0.10	0.19	0.07	0.14	0.00	14.05	-0.07	-0.16	0.07	0.14	0.00
				Cargas permanentes	2.67	0.06	0.06	0.04	0.04	-0.00	2.67	-0.05	-0.04	0.04	0.04	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.44	0.03	0.02	0.02	0.01	-0.00	1.44	-0.03	-0.02	0.02	0.01	-0.00
C5	Los 1	20x20	0.00/2.45	Peso propio	11.60	0.02	-0.24	0.01	-0.21	0.00	11.36	0.01	0.28	0.01	-0.21	0.00
				Cargas permanentes	2.55	0.03	-0.03	0.02	-0.03	-0.00	2.55	-0.02	0.05	0.02	-0.03	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.38	0.01	-0.02	0.01	-0.02	-0.00	1.38	-0.01	0.02	0.01	-0.02	-0.00
C6	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	15.90	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	0.00	15.65	0.05	0.06	-0.02	-0.03	0.00
				Cargas permanentes	3.00	-0.01	0.02	-0.02	0.01	-0.00	3.00	0.03	0.00	-0.02	0.01	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.61	-0.01	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	1.61	0.02	0.01	-0.01	-0.00	-0.00
C7	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	17.15	-0.02	0.19	-0.03	0.13	0.00	16.89	0.06	-0.16	-0.03	0.13	0.00
				Cargas permanentes	3.07	-0.02	0.05	-0.02	0.03	-0.00	3.07	0.03	-0.03	-0.02	0.03	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.70	-0.01	0.02	-0.01	0.01	-0.00	1.70	0.02	-0.02	-0.01	0.01	-0.00
C8	Los 1	20x20	0.00/2.45	Peso propio	9.22	-0.44	-0.29	-0.37	-0.25	0.00	8.98	0.47	0.33	-0.37	-0.25	0.00
				Cargas permanentes	4.73	-0.31	-0.01	-0.26	-0.02	-0.00	4.73	0.33	0.03	-0.26	-0.02	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.09	-0.07	-0.02	-0.06	-0.02	-0.00	1.09	0.07	0.03	-0.06	-0.02	-0.00
C10	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	7.14	0.03	-0.02	0.01	-0.02	0.00	6.88	0.02	0.03	0.01	-0.02	0.00
				Cargas permanentes	10.38	0.04	-0.05	0.03	-0.04	-0.00	10.38	-0.02	0.06	0.03	-0.04	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.75	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01	-0.00	1.75	0.01	0.01	-0.00	-0.01	-0.00
C11	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	15.80	0.05	0.07	0.02	0.05	0.00	15.54	0.00	-0.07	0.02	0.05	0.00
				Cargas permanentes	2.90	0.05	0.01	0.03	0.01	-0.00	2.90	-0.02	-0.01	0.03	0.01	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.57	0.02	0.01	0.01	0.01	-0.00	1.57	-0.01	-0.01	0.01	0.01	-0.00
C12	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	15.86	0.06	-0.05	0.03	-0.04	0.00	15.60	-0.01	0.06	0.03	-0.04	0.00
				Cargas permanentes	2.89	0.05	-0.01	0.03	-0.01	-0.00	2.89	-0.02	0.01	0.03	-0.01	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.56	0.02	-0.00	0.01	-0.00	-0.00	1.56	-0.01	0.01	0.01	-0.00	-0.00
C13	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	7.27	-0.01	0.04	-0.03	0.03	0.00	7.01	0.07	-0.04	-0.03	0.03	0.00
				Cargas permanentes	10.42	-0.03	0.06	-0.03	0.05	-0.00	10.42	0.05	-0.06	-0.03	0.05	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.77	-0.01	0.01	-0.01	0.01	-0.00	1.77	0.02	-0.01	-0.01	0.01	-0.00
C14	Los 1	20x20	0.00/2.45	Peso propio	10.62	-0.09	-0.19	-0.09	-0.17	0.00	10.38	0.12	0.23	-0.09	-0.17	0.00
				Cargas permanentes	2.32	0.00	-0.01	-0.00	-0.02	-0.00	2.32	0.01	0.03	-0.00	-0.02	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.26	-0.01	-0.02	-0.01	-0.02	-0.00	1.26	0.01	0.02	-0.01	-0.02	-0.00
C17	Los 1	20x20	0.00/2.45	Peso propio	6.92	-0.07	-0.24	-0.07	-0.21	0.00	6.68	0.10	0.28	-0.07	-0.21	0.00
				Cargas permanentes	4.26	0.03	-0.28	0.02	-0.24	-0.00	4.26	-0.01	0.30	0.02	-0.24	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.82	-0.00	-0.05	-0.00	-0.04	-0.00	0.82	0.01	0.05	-0.00	-0.04	-0.00
C18	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	15.17	0.05	-0.01	0.03	-0.02	0.00	14.91	-0.02	0.05	0.03	-0.02	0.00
				Cargas permanentes	2.59	0.03	-0.01	0.01	-0.02	-0.00	2.59	-0.01	0.03	0.01	-0.02	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.45	0.01	-0.01	0.00	-0.01	-0.00	1.45	-0.00	0.02	0.00	-0.01	-0.00
C19	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	3.13	0.04	0.07	0.02	0.04	0.00	2.87	-0.00	-0.04	0.02	0.04	0.00
				Cargas permanentes	0.42	0.03	0.03	0.02	0.02	-0.00	0.42	-0.01	-0.01	0.02	0.02	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.23	0.01	0.01	0.00	0.01	-0.00	0.23	-0.00	-0.00	0.00	0.01	-0.00
C20	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	4.81	0.19	0.04	0.14	0.02	0.00	4.55	-0.17	-0.00	0.14	0.02	0.00
				Cargas permanentes	0.75	0.06	0.03	0.04	0.01	-0.00	0.75	-0.04	-0.01	0.04	0.01	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.40	0.02	0.01	0.01	0.00	-0.00	0.40	-0.02	-0.00	0.01	0.00	-0.00
C21	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	2.86	0.08	0.04	0.05	0.02	0.00	2.60	-0.05	-0.00	0.05	0.02	0.00
				Cargas permanentes	0.29	0.03	0.03	0.02	0.01	-0.00	0.29	-0.02	-0.01	0.02	0.01	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.16	0.01	0.01	0.01	0.00	-0.00	0.16	-0.00	0.00	0.01	0.00	-0.00
C25	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	4.59	0.18	0.08	0.13	0.05	0.00	4.33	-0.16	-0.04	0.13	0.05	0.00
				Cargas permanentes	0.53	0.05	0.04	0.03	0.02	-0.00	0.53	-0.03	-0.02	0.03	0.02	-0.00
				Sobrecarga de uso	0.28	0.02	0.01	0.01	0.01	-0.00	0.28	-0.01	-0.01	0.01	0.01	-0.00
C27	Los 1	20x20	0.00/2.59	Peso propio	15.53	0.06	0.09	0.04	0.06	0.00	15.27	-0.03	-0.05	0.04	0.06	0.00
				Cargas permanentes	2.68	0.04	0.05	0.02	0.03	-0.00	2.68	-0.02	-0.03	0.02	0.03	-0.00
				Sobrecarga de uso	1.45	0.01	0.02	0.01	0.01	-0.00	1.45	-0.01	-0.02	0.01	0.01	-0.00

4.- ARRANQUES DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS POR HIPÓTESIS

▪ Nota:

Los esfuerzos están referidos a ejes locales de la columna.



Soporte	Hipótesis	Esfuerzos en arranques					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
C1	Peso propio	6.61	0.17	0.33	0.12	0.25	0.00
	Cargas permanentes	1.21	0.06	0.08	0.04	0.06	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.65	0.02	0.03	0.02	0.03	-0.00
C2	Peso propio	6.41	-0.07	0.31	-0.07	0.23	0.00
	Cargas permanentes	1.16	-0.02	0.08	-0.02	0.05	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.63	-0.02	0.03	-0.01	0.02	-0.00
C3	Peso propio	14.43	0.09	-0.05	0.05	-0.06	0.00
	Cargas permanentes	2.68	0.05	0.01	0.03	-0.00	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.45	0.02	-0.00	0.01	-0.01	-0.00
C4	Peso propio	14.31	0.10	0.19	0.07	0.14	0.00
	Cargas permanentes	2.67	0.06	0.06	0.04	0.04	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.44	0.03	0.02	0.02	0.01	-0.00
C5	Peso propio	11.60	0.02	-0.24	0.01	-0.21	0.00
	Cargas permanentes	2.55	0.03	-0.03	0.02	-0.03	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.38	0.01	-0.02	0.01	-0.02	-0.00
C6	Peso propio	15.90	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	0.00
	Cargas permanentes	3.00	-0.01	0.02	-0.02	0.01	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.61	-0.01	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00
C7	Peso propio	17.15	-0.02	0.19	-0.03	0.13	0.00
	Cargas permanentes	3.07	-0.02	0.05	-0.02	0.03	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.70	-0.01	0.02	-0.01	0.01	-0.00
C8	Peso propio	9.22	-0.44	-0.29	-0.37	-0.25	0.00
	Cargas permanentes	4.73	-0.31	-0.01	-0.26	-0.02	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.09	-0.07	-0.02	-0.06	-0.02	-0.00
C10	Peso propio	7.14	0.03	-0.02	0.01	-0.02	0.00
	Cargas permanentes	10.38	0.04	-0.05	0.03	-0.04	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.75	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01	-0.00
C11	Peso propio	15.80	0.05	0.07	0.02	0.05	0.00
	Cargas permanentes	2.90	0.05	0.01	0.03	0.01	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.57	0.02	0.01	0.01	0.01	-0.00
C12	Peso propio	15.86	0.06	-0.05	0.03	-0.04	0.00
	Cargas permanentes	2.89	0.05	-0.01	0.03	-0.01	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.56	0.02	-0.00	0.01	-0.00	-0.00
C13	Peso propio	7.27	-0.01	0.04	-0.03	0.03	0.00
	Cargas permanentes	10.42	-0.03	0.06	-0.03	0.05	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.77	-0.01	0.01	-0.01	0.01	-0.00
C14	Peso propio	10.62	-0.09	-0.19	-0.09	-0.17	0.00
	Cargas permanentes	2.32	0.00	-0.01	-0.00	-0.02	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.26	-0.01	-0.02	-0.01	-0.02	-0.00
C17	Peso propio	6.92	-0.07	-0.24	-0.07	-0.21	0.00
	Cargas permanentes	4.26	0.03	-0.28	0.02	-0.24	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.82	-0.00	-0.05	-0.00	-0.04	-0.00
C18	Peso propio	15.17	0.05	-0.01	0.03	-0.02	0.00
	Cargas permanentes	2.59	0.03	-0.01	0.01	-0.02	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.45	0.01	-0.01	0.00	-0.01	-0.00
C19	Peso propio	3.13	0.04	0.07	0.02	0.04	0.00
	Cargas permanentes	0.42	0.03	0.03	0.02	0.02	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.23	0.01	0.01	0.00	0.01	-0.00
C20	Peso propio	4.81	0.19	0.04	0.14	0.02	0.00
	Cargas permanentes	0.75	0.06	0.03	0.04	0.01	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.40	0.02	0.01	0.01	0.00	-0.00
C21	Peso propio	2.86	0.08	0.04	0.05	0.02	0.00
	Cargas permanentes	0.29	0.03	0.03	0.02	0.01	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.16	0.01	0.01	0.01	0.00	-0.00



Soporte	Hipótesis	Esfuerzos en arranques					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
C25	Peso propio	4.59	0.18	0.08	0.13	0.05	0.00
	Cargas permanentes	0.53	0.05	0.04	0.03	0.02	-0.00
	Sobrecarga de uso	0.28	0.02	0.01	0.01	0.01	-0.00
C27	Peso propio	15.53	0.06	0.09	0.04	0.06	0.00
	Cargas permanentes	2.68	0.04	0.05	0.02	0.03	-0.00
	Sobrecarga de uso	1.45	0.01	0.02	0.01	0.01	-0.00

5.- PÉSIMOS DE COLUMNAS, TABIQUES Y MUROS

5.1.- Columnas

Resumen de las comprobaciones												
Columnas	Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Esfuerzos pésimos						Pésima	Aprov. (%)	Estado
				Naturaleza	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)			
C1	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	10.57	0.53	0.27	-0.23	0.43	N,M	39.1	Cumple
			Pie	G	10.94	-0.58	-0.33	-0.23	0.43	N,M	43.5	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	10.94	-0.58	-0.33	-0.23	0.43	N,M	43.5	Cumple
C2	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	10.23	0.50	-0.21	0.13	0.40	N,M	35.4	Cumple
			Pie	G	10.60	-0.55	0.12	0.13	0.40	N,M	38.2	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	10.60	-0.55	0.12	0.13	0.40	N,M	38.2	Cumple
C3	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	22.55	-0.15	0.13	-0.12	-0.08	Q	2.4	Cumple
				G	23.60	-0.15	0.12	-0.12	-0.08	N,M	62.9	Cumple
			Pie	G, Q	22.86	0.06	-0.19	-0.12	-0.08	Q	2.3	Cumple
				G	23.96	0.06	-0.18	-0.12	-0.08	N,M	64.1	Cumple
Fundación	20x20	Arranque	G	23.96	0.06	-0.18	-0.12	-0.08	N,M	64.1	Cumple	
C4	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	23.41	0.28	0.17	-0.15	0.24	N,M	62.2	Cumple
				G, Q	22.68	-0.33	-0.24	-0.16	0.23	Q	4.5	Cumple
			Pie	G	23.77	-0.35	-0.23	-0.15	0.24	N,M	63.5	Cumple
Fundación	20x20	Arranque	G	23.77	-0.35	-0.23	-0.15	0.24	N,M	63.5	Cumple	
C5	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	19.47	-0.46	0.01	-0.03	-0.34	N,M	50.7	Cumple
			Pie	G	19.81	0.38	-0.08	-0.03	-0.34	N,M	49.9	Cumple
			Fundación	20x20	Arranque	G	19.81	0.38	-0.08	-0.03	-0.34	N,M
C6	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	24.95	-0.08	-0.13	0.07	-0.03	Q	1.2	Cumple
				G	26.10	-0.09	-0.12	0.06	-0.03	N,M	71.4	Cumple
			Pie	G, Q	25.26	0.00	0.05	0.07	-0.03	Q	1.2	Cumple
				G	26.46	0.00	0.04	0.06	-0.03	N,M	72.7	Cumple
Fundación	20x20	Arranque	G	26.46	0.00	0.04	0.06	-0.03	N,M	72.7	Cumple	
C7	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	27.95	0.27	-0.13	0.07	0.23	N,M	78.1	Cumple
			Pie	G	28.31	-0.33	0.05	0.07	0.23	N,M	79.4	Cumple
			Fundación	20x20	Arranque	G	28.31	-0.33	0.05	0.07	0.23	N,M
C8	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	19.19	-0.50	-1.11	0.89	-0.38	N,M	84.7	Cumple
			Pie	G	19.53	0.42	1.06	0.89	-0.38	N,M	79.1	Cumple
			Fundación	20x20	Arranque	G	19.53	0.42	1.06	0.89	-0.38	N,M
C10	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	24.16	-0.12	0.00	-0.04	-0.09	N,M	64.7	Cumple
			Pie	G	24.52	0.10	-0.11	-0.04	-0.09	N,M	66.0	Cumple
			Fundación	20x20	Arranque	G	24.52	0.10	-0.11	-0.04	-0.09	N,M
C11	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	24.63	0.10	0.05	-0.08	0.08	Q	1.7	Cumple
				G	25.82	0.11	0.03	-0.07	0.08	N,M	70.4	Cumple
			Pie	G, Q	24.95	-0.10	-0.15	-0.08	0.08	Q	1.7	Cumple
				G	26.18	-0.11	-0.14	-0.07	0.08	N,M	71.7	Cumple
Fundación	20x20	Arranque	G	26.18	-0.11	-0.14	-0.07	0.08	N,M	71.7	Cumple	
C12	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	24.69	-0.09	0.06	-0.08	-0.06	Q	1.6	Cumple
				G	25.89	-0.09	0.04	-0.07	-0.07	N,M	70.7	Cumple
			Pie	G, Q	25.00	0.07	-0.16	-0.08	-0.06	Q	1.6	Cumple
				G	26.25	0.08	-0.15	-0.07	-0.07	N,M	72.0	Cumple



Resumen de las comprobaciones												
Columnas	Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Esfuerzos pésimos						Pésima	Aprov. (%)	Estado
				Naturaleza	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)			
	Fundación	20x20	Arranque	G	26.25	0.08	-0.15	-0.07	-0.07	N,M	72.0	Cumple
C13	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	23.74	0.13	-0.18	0.10	0.10	Q	2.2	Cumple
				G	24.40	0.14	-0.18	0.09	0.11	N,M	65.6	Cumple
			Pie	G, Q	24.05	-0.13	0.07	0.10	0.10	Q	2.2	Cumple
				G	24.77	-0.14	0.05	0.09	0.11	N,M	66.8	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	24.77	-0.14	0.05	0.09	0.11	N,M	66.8	Cumple
C14	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	17.78	-0.37	-0.19	0.13	-0.27	N,M	44.2	Cumple
			Pie	G	18.12	0.29	0.12	0.13	-0.27	N,M	45.1	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	18.12	0.29	0.12	0.13	-0.27	N,M	45.1	Cumple
C17	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	15.32	-0.81	-0.12	0.07	-0.63	N,M	58.0	Cumple
			Pie	G	15.66	0.74	0.05	0.07	-0.63	N,M	55.1	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	15.66	0.74	0.05	0.07	-0.63	N,M	55.1	Cumple
C18	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	23.33	-0.13	0.04	-0.05	-0.06	Q	1.3	Cumple
				G	24.51	-0.12	0.04	-0.06	-0.05	N,M	65.9	Cumple
			Pie	G, Q	23.64	0.04	-0.10	-0.05	-0.06	Q	1.3	Cumple
				G	24.87	0.02	-0.11	-0.06	-0.05	N,M	67.2	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	24.87	0.02	-0.11	-0.06	-0.05	N,M	67.2	Cumple
C19	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	4.62	0.07	0.02	-0.04	0.08	N,M	10.7	Cumple
			Pie	G	4.98	-0.15	-0.09	-0.04	0.08	N,M	12.8	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	4.98	-0.15	-0.09	-0.04	0.08	N,M	12.8	Cumple
C20	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	7.42	0.02	0.29	-0.24	0.04	N,M	21.9	Cumple
			Pie	G	7.79	-0.10	-0.34	-0.24	0.04	N,M	24.5	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	7.79	-0.10	-0.34	-0.24	0.04	N,M	24.5	Cumple
C21	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	4.05	0.01	0.09	-0.10	0.04	N,M	9.6	Cumple
			Pie	G	4.41	-0.09	-0.16	-0.10	0.04	N,M	12.3	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	4.41	-0.09	-0.16	-0.10	0.04	N,M	12.3	Cumple
C25	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G	6.82	0.09	0.27	-0.23	0.10	N,M	20.1	Cumple
			Pie	G	7.18	-0.17	-0.32	-0.23	0.10	N,M	23.3	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	7.18	-0.17	-0.32	-0.23	0.10	N,M	23.3	Cumple
C27	Losa 1 (0 - 3.19 m)	20x20	Cabeza	G, Q	23.87	0.13	0.07	-0.08	0.13	Q	2.3	Cumple
				G	25.14	0.12	0.07	-0.08	0.12	N,M	68.1	Cumple
			Pie	G, Q	24.18	-0.20	-0.14	-0.08	0.13	Q	2.3	Cumple
				G	25.50	-0.19	-0.14	-0.08	0.12	N,M	69.3	Cumple
	Fundación	20x20	Arranque	G	25.50	-0.19	-0.14	-0.08	0.12	N,M	69.3	Cumple

Notas:
 N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales
 Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante

6.- LISTADO DE MEDICIÓN DE COLUMNAS

Resumen de cómputo - Losa 1							
Columnas	Dimensiones (cm)	Encofrado (m ²)	Hormigón H-25 (m ³)	Armaduras ADN 420			Cuantía (kg/m ³)
				Longitudinal Ø12 (kg)	Estribos Ø6 (kg)	Total +10 % (kg)	
C1, C2, C3, C4, C6, C7, C10, C11, C12, C13, C18, C19, C20, C21, C25 y C27	20x20	33.12	1.60	180.8	57.6	262.2	149.00
C5, C8, C14 y C17	20x20	7.84	0.40	45.2	14.4	65.6	149.00
Total		40.96	2.00	226.0	72.0	327.8	149.00

7.- SUMATORIO DE ESFUERZOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS POR HIPÓTESIS Y PLANTA

- Sólo se tienen en cuenta los esfuerzos de pilares, muros y pantallas, por lo que si la obra tiene vigas con vinculación exterior, vigas inclinadas, diagonales o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.



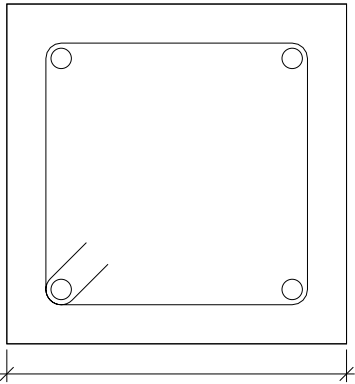
- Este listado es de utilidad para conocer las cargas actuantes por encima de la cota de la base de los soportes sobre una planta, por lo que para casos tales como pilares apeados traccionados, los esfuerzos de dichos pilares tendrán la influencia no sólo de las cargas por encima sino también la de las cargas que recibe de plantas inferiores.

7.1.- Resumido

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Fundación	0.00	Peso propio	205.34	-920.1	3747.6	0.00	0.00	-0.00
		Cargas permanentes	61.52	-202.6	1266.3	0.00	0.00	-0.00
		Sobrecarga de uso	22.63	-86.64	422.48	0.00	0.00	-0.00

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

1.- Tramo 1

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">20</p>	Geometría	
	Dimensiones : 20x20 cm	
	Tramo : 0.000/3.190 m	
	Altura libre : 2.45 m	
	Recubrimiento geométrico : 2.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : H-25	Plano ZX : 2.45 m
	Acero : ADN 420	Plano ZY : 2.45 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6	
Cuantía : 1.13 %	Separación : 14 cm	

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):

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

$$124 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{18} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

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):

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

$$140 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

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

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

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

$$s_1 : \underline{9} \text{ mm}$$

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

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

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

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

Siendo:

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

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):

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

$$s_t \leq s_{t,max}$$

$$140 \text{ mm} \leq 144 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_{t,max} : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_1 = 12 \cdot d_b$$

$$s_1 : \underline{144} \text{ mm}$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_2 : \underline{288} \text{ mm}$$

$$s_3 = b_{min}$$

$$s_3 : \underline{200} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

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

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{6.0} \text{ mm}$$

b_{min} : Dimensión del lado menor de la columna.

$$b_{min} : \underline{200} \text{ mm}$$

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):

$$d_b \leq 16 \text{ mm} \rightarrow d_{be} \geq 6 \text{ mm}$$

$$\emptyset 6 \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\emptyset 12}$$

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \underline{\emptyset 6}$$

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):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 4.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g$$

$$4.52 \text{ cm}^2 \leq 32.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.161} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.885} \text{ t}$$

$f \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{u,y} : \underline{0.377} \text{ t}$$

$$f \cdot V_n : \underline{5.984} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

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:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{7.979} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

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:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c : \underline{7.979} \text{ t}$$

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

Donde:

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

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

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

Siendo:

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{168} \text{ mm}$$

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

$$M_m : \underline{-0.404} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-1.112} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{19.189} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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:

$$V_n = V_c \quad V_n : \underline{7.979} \text{ t}$$

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:

$$V_c = 0.3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.3 \cdot N_u}{A_g}} \quad V_c : \underline{7.979} \text{ t}$$

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

Donde:

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

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

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

Siendo:

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

$$b_w : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{168} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

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

$$M_m : \underline{-1.016} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección considerada.

$$M_u : \underline{-0.500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$N_u : \underline{19.189} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM".

Se debe satisfacer:

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

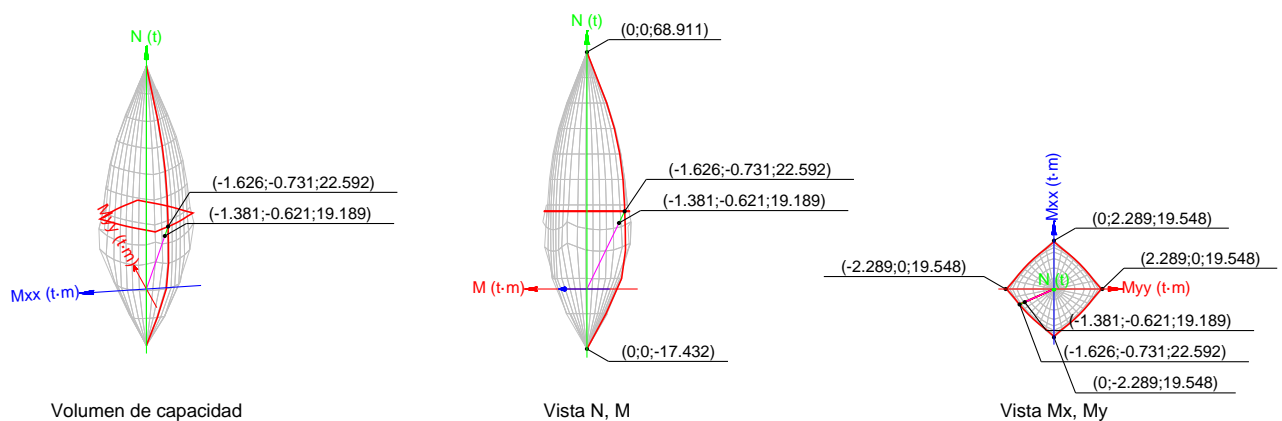
$$h : \underline{0.695} \quad \checkmark$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.849} \quad \checkmark$$

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

$$19.189 \text{ t} \leq 54.618 \text{ t} \quad \checkmark$$



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.

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

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$P_u : \underline{19.189} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.500} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : \underline{-1.112} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot P_n : \underline{27.595} \text{ t}$$

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

f·M_n: Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} f \cdot M_{n,x} &: \underline{\underline{-0.719}} \text{ t} \\ f \cdot M_{n,y} &: \underline{\underline{-1.599}} \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Comprobación del estado limite de inestabilidad (h₂)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo.

$$P_u : \underline{\underline{19.189}} \text{ t}$$

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{c,x} : \underline{\underline{-0.621}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,y} : \underline{\underline{-1.381}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

φ·P_n, φ·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P_n: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : \underline{\underline{22.592}} \text{ t}$$

f·M_n: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : \underline{\underline{-0.731}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : \underline{\underline{-1.626}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

En el eje x:

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

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

$$42.4 > 22.0$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{\underline{2.450}} \text{ m}$$

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

$$r : \underline{\underline{5.77}} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{\underline{19.189}} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{\underline{-0.621}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{\underline{-0.500}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{\underline{0.403}} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$$h : \underline{\underline{200.00}} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$d_{ns} : \underline{\underline{1.242}}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{\underline{131.294}} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \underline{\underline{239551.48}} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \underline{\underline{13333.33}} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{\underline{2.450}} \text{ m}$$

En el eje y:

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

No se pueden ignorar los efectos de la esbeltez, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión (Artículo 10.12.2):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22 \quad 42.4 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.450} \text{ m}$$

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

$$r : \underline{5.77} \text{ cm}$$

Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.12.3):

$$P_u = P_u$$

$$P_u : \underline{19.189} \text{ t}$$

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$$

$$M_c : \underline{-1.381} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 = M_u \geq M_{2,\min}$$

$$M_2 : \underline{-1.112} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$$

$$M_{2,\min} : \underline{0.403} \text{ t}\cdot\text{m}$$

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

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

$$\delta_{ns} : \underline{1.242}$$

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

$$P_c : \underline{131.294} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c : \underline{239551.48} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura.

$$I_g : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{2.450} \text{ m}$$

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).

$$\phi \cdot P_{n,\max} = 0.80 \cdot \phi \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad \phi \cdot P_{n,\max} : \underline{54.618} \text{ t}$$

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.

$$A_g : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$A_{st} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

Cálculo de la capacidad resistente

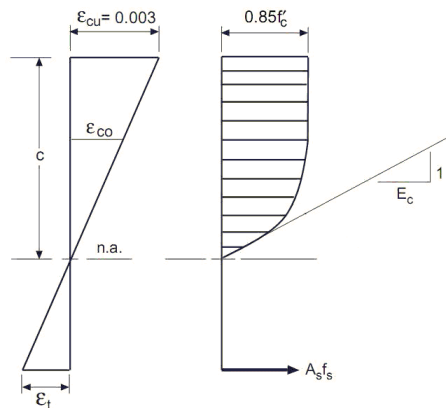
El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos solicitados a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

- (b) Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.
- (c) 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.
- (d) 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 .
- (e) 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.
- (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

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

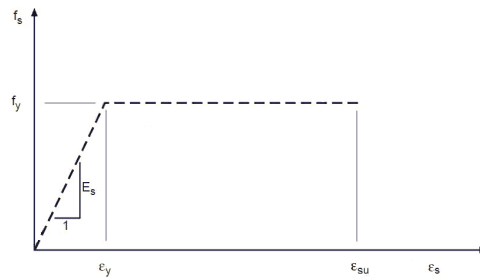
e_{cu} : 0.0030

e_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

e_{co} : 0.0020

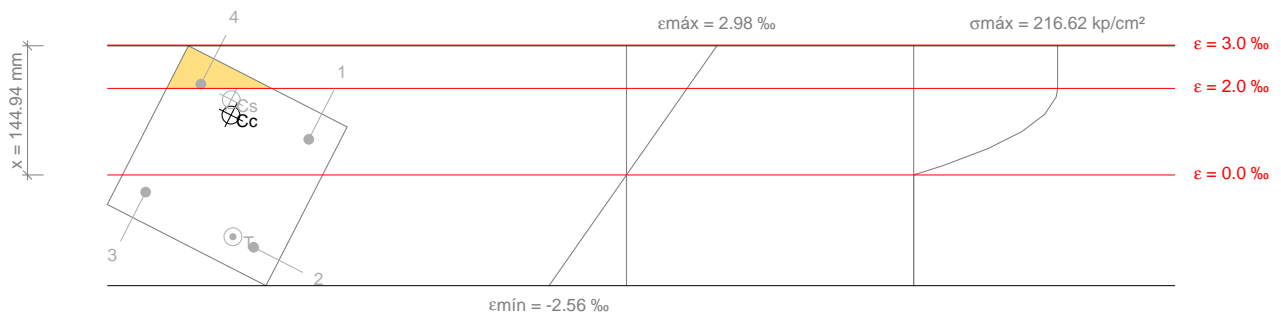
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'



f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal no tesa. f_y : 4281.35 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-68.00	68.00	+1677.73	+0.000823
2	Ø12	68.00	68.00	-3406.24	-0.001671
3	Ø12	68.00	-68.00	-806.31	-0.000395
4	Ø12	-68.00	-68.00	+4277.65	+0.002098

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C _c	32.786	-52.46	-22.12
C _s	6.736	-68.00	-29.69
T	4.764	68.00	41.97

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$P_n : \underline{34.757} \text{ t}$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{n,x} : \underline{-1.125} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{n,y} : \underline{-2.502} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{32.786} \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{6.736} \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{4.764} \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-52.46} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-22.12} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

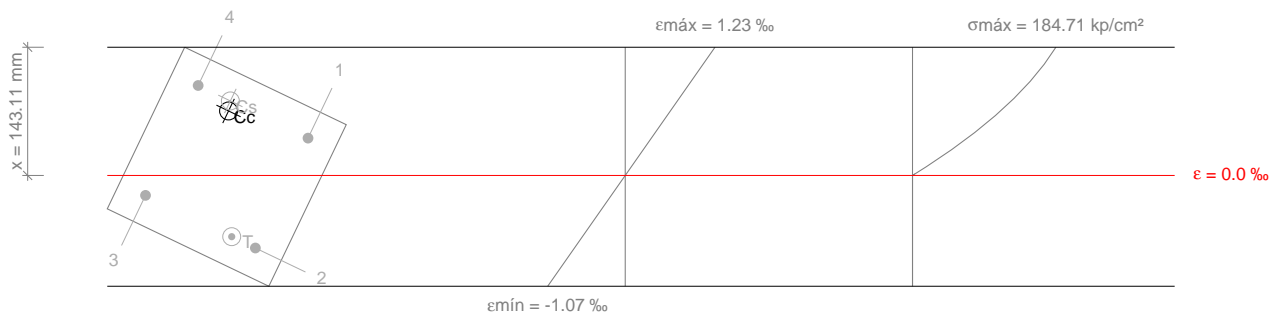
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$e_{cs,x}$: -68.00	mm
$e_{cs,y}$: -29.69	mm
$e_{T,x}$: 68.00	mm
$e_{T,y}$: 41.97	mm
e_{cmax}	: 0.0030	
e_{smax}	: 0.0017	
S_{cmax}	: 216.62	kp/cm ²
S_{smax}	: 3406.24	kp/cm ²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	e
1	Ø12	-68.00	68.00	+731.46	+0.000359
2	Ø12	68.00	68.00	-1422.02	-0.000698
3	Ø12	68.00	-68.00	-390.27	-0.000191
4	Ø12	-68.00	-68.00	+1763.22	+0.000865

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.418	-57.02	-25.11
Cs	2.821	-68.00	-28.12
T	2.050	68.00	38.71

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$P_u : 19.189 \text{ t}$$

$$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{c,x} : -0.621 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{c,y} : -1.381 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 18.418 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 2.821 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 2.050 \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -57.02 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : -25.11 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -68.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : -28.12 \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar C8 en el tramo 'Tramo 1'

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	<u>68.00</u>	mm
	$e_{T,y}$:	<u>38.71</u>	mm
e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	e_{cmax} :	<u>0.0012</u>	
e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.	e_{smax} :	<u>0.0007</u>	
S_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	S_{cmax} :	<u>184.71</u>	kp/cm ²
S_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.	S_{smax} :	<u>1422.02</u>	kp/cm ²

ANEXO III

Plan de inversión modular

COMPUTOS Y PRESUPUESTOS
ANTEPROYECTO DE UNA IGLESIA CATOLICA EN LA ISLA DEL CERRITO - CHACO
 Fecha: 11/09/23

N°	DESIGNACION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL	ETAPA 1: construcción de SUM - B				ETAPA 2: construcción de nave - A				ETAPA 3: construcción de alas administrativa y educativa - A				ETAPA 4: construcción de dormitorios y baños - B			
							TOTAL	40.253.839,50	TOTAL	48.527.671,31	TOTAL	31.415.974,86	TOTAL	38.887.982,74								
A-IGLESIA, GALERIA Y PARQUIZADO																						
1 PREP Y MOV. DE SUELOS						\$ 2.767.879,89	\$ 3.676.102,14															
1.1	Limpieza y Replanteo.	m²	531,00	\$ 2.803,68	\$ 1.488.754,08																	
1.2	Excav. p/Piñones (0 20 cm).	m³	8,19	\$ 22.480,76	\$ 184.117,42																	
1.3	Excav. p/Vigas de Fundac.	m³	25,20	\$ 9.423,08	\$ 239.466,62																	
1.4	Excav. p/Zapatas aisladas	m³	11,00	\$ 155,699,08	\$ 1.713.312,68																	
1.5	Relevo y compactación.	m²	100,00	\$ 3.357,61	\$ 335.761,00																	
1.6	Retiro de arboles y arbustos	un.	10,00	\$ 38.234,28	\$ 382.342,80																	
2 ESTRUCTURA RESISTENTE						\$ 40.873.103,06	\$ 56.074.013,48															
2.1	HP A² p/ Pl.	m³	18,96	\$ 215.967,48	\$ 4.094.743,42																	
2.2	HP A² p/ VE superior -	m³	8,19	\$ 129.281,43	\$ 1.058.814,91																	
2.3	HP A² p/ VE inferior -	m³	17,00	\$ 248.587,34	\$ 4.225.984,78																	
2.4	HP A² p/ Zapatas aisladas	m³	11,00	\$ 155,699,08	\$ 1.713.312,68																	
2.5	HP A² p/ columnas 20x20cm.	m³	2,90	\$ 264.648,91	\$ 766.846,68																	
2.6	Antepecho 2 Ø 6 mm.	m	242,00	\$ 1.671,44	\$ 404.488,48																	
2.6	Refuerzos horizontal 1 Ø 6 mm o 1 cm.	m	674,00	\$ 1.671,44	\$ 1.126.556,56																	
2.7	Diñel 2 Ø 8 mm.	m	242,00	\$ 2.186,29	\$ 529.162,58																	
2.8	HP A² p/ Vigas Aereas - H-25.	m³	9,42	\$ 336.570,10	\$ 3.170.490,34																	
2.9	HP A² p/ Lona de viguillas capa de compresión e=5cm - H-25	m³	208,00	\$ 36.764,48	\$ 7.647.011,84																	
2.10	Cobertura Metalica estructural VM2	m	28,16	\$ 80.761,54	\$ 2.274.244,97																	
2.11	Cobertura Metalica estructural VM3	m	26,70	\$ 113.237,16	\$ 3.023.432,17																	
2.12	Correa metalica perfil tipo C 160x60x20x2,5 mm.	m	373,70	\$ 27.351,96	\$ 10.221.315,34																	
2.13	HP A² p/ Rf muro mediano 15x15 cm.	m²	2,18	\$ 168.960,73	\$ 368.134,39																	
3 ALBAÑILERIA						\$ 15.624.887,88	\$ 21.609.661,37															
3.1	Mamp. fundación lad. Comun e=20 cm.	m²	42,50	\$ 12.648,87	\$ 537.576,08																	
3.2	Mamp. elev. lad. Comun e=20 cm.	m²	650,95	\$ 12.648,87	\$ 8.233.781,93																	
3.3	Mamp. elev. lad. Comun e=15cm.	m²	281,00	\$ 11.563,03	\$ 3.249.198,83																	
3.4	Mamp. en carga comun.	m²	3,03	\$ 82.509,54	\$ 250.003,91																	
3.5	Mamp. mediano lad. Comun e=15cm.	m²	288,20	\$ 11.563,03	\$ 3.332.465,25																	
4 CAPAS AISLADORAS						\$ 610.065,68	\$ 853.967,04															
4.1	Docte horizontal sellada.	m²	133,00	\$ 4.586,96	\$ 610.065,68																	
5 CUBIERTAS						\$ 2.529.184,13	\$ 3.536.668,78															
5.1	Chapa Gal. Sinusoidal Nº25	m²	319,00	\$ 17.431,36	\$ 5.559.257,37																	
5.2	Babeta de Chapa Gal. Nº25	m	63,00	\$ 4.480,80	\$ 281.891,44																	
5.3	Limbo de Chapa Gal. Nº25	m	30,00	\$ 9.454,55	\$ 283.636,36																	
6 CIELO RASADO						\$ 9.490.239,71	\$ 13.270.391,99															
6.1	Suspensión de placas de yeso junta formada.	m²	319,00	\$ 13.721,09	\$ 4.377.027,71																	
6.2	Suspensión de placas cementicias junta formada.	m²	208,00	\$ 24.562,75	\$ 5.113.212,00																	
7 REVOQUES						\$ 10.484.855,45	\$ 14.660.903,41															
7.1	Jafrano + enlucido a la cal.	m²	616,57	\$ 6.911,33	\$ 4.264.748,74																	
7.2	Exterior completo a la cal.	m²	769,65	\$ 6.763,63	\$ 5.202.603,63																	
7.3	Interior grueso a la cal c/azotado hidrof. Bajo reves.	m²	22,00	\$ 3.617,54	\$ 79.585,88																	
8 CONTRAPISOS						\$ 2.626.971,50	\$ 3.673.346,79															
8.1	H. polvo de 10 cm.	m²	530,00	\$ 4.956,55	\$ 2.626.971,50																	
9 PISOS Y ZOCALOS						\$ 12.897.676,20	\$ 18.020.955,65															
9.1	Soldado porcelanato pulido, 60x60 cm, cantoneras de aluminio.	m²	319,00	\$ 27.572,77	\$ 8.795.713,63																	
9.2	Zocalo de porcelanato pulido.	m	149,00	\$ 4.335,86	\$ 646.043,14																	
9.3	Soldado de porcelanato granitico p/galeria.	m	208,00	\$ 18.716,82	\$ 3.892.696,16																	
9.4	Zocalo granitico p/galeria.	m	59,50	\$ 2.960,66	\$ 176.159,27																	
10 REVESTIMIENTOS						\$ 263.699,92	\$ 368.736,87															
10.1	Revestimiento cerámico en baño.	m²	22,00	\$ 11.986,36	\$ 263.699,92																	
11 CARPINTERIA						\$ 7.127.110,21	\$ 9.963.919,75															
11.1	PI 1 x 2,05m Placa. Marco de aluminio (salon publico).	un.	1,00	\$ 70.963,64	\$ 70.963,64																	
11.2	P2 0,80 x 2,05m Placa. Marco de aluminio (ala administrativa).	un.	7,00	\$ 67.770,66	\$ 474.394,62																	
11.3	PI 1 x 2,05m Vidro. Marco de aluminio (Vigilero).	un.	10,00	\$ 3.068.215,90	\$ 30.682.159,00																	
11.4	V1 1,20x 1,05m. Marco de aluminio (secretaria, sala pry y sala publica).	un.	5,00	\$ 102.050,23	\$ 510.251,16																	
11.5	V2 0,60x0,40m. Marco de aluminio (baño de serv.).	un.	1,00	\$ 27.986,58	\$ 27.986,58																	
11.6	V3 1,20x1,05m. Marco de aluminio (ingresso).	un.	10,00	\$ 203.315,95	\$ 2.033.159,50																	
11.7	V4 0,60x1,05m. Marco de aluminio (sala privada).	un.	2,00	\$ 98.319,80	\$ 196.639,60																	
11.8	V5 2,30 x2,05 m. Marco de aluminio (retablo).	un.	2,00	\$ 410.198,05	\$ 820.397,90																	
12 INSTALACION SANITARIA						\$ 2.404.216,53	\$ 3.361.864,05															
12.1	Instalación de agua.	gl	1,00	\$ 1.176.516,31	\$ 1.176.516,31																	
12.2	Instalación desagüe cloacal.	gl	1,00	\$ 968.894,07	\$ 968.894,07																	
12.3	Instalación desagüe pluvial.	gl	1,00	\$ 1.258.796,16	\$ 1.258.796,16																	
13 INSTALACION ELECTRICA						\$ 8.977.621,76	\$ 12.552.749,07															
13.1	Instalación electrica.	gl	1,00	\$ 8.977.621,76	\$ 8.977.621,76																	
14 PINTURAS						\$ 10.802.267,97	\$ 14.823.362,78															
14.1	Muros interiores al latex.	m²	616,57	\$ 10.713,32	\$ 6.613.972,71																	
14.2	Muros Exterior al latex.	m²	275,80	\$ 4.715,16	\$ 1.300.441,13																	
14.3	Muros Exterior pintura texturizada	m²	218,00	\$ 4.849,30	\$ 1.057.048,33																	
14.4	Contol deck satinado al agua	m²	132,10	\$ 1.466,04	\$ 193.644,78																	
14.5	Pintura efecto homigin con protector acrilico transparente	m²	284,20	\$ 6.591,39	\$ 1.873.272,61																	
15 MADERA						\$ 1.397.481,40	\$ 1.954.128,19															
15.1	Tablas eucalipto 12x6 p/ revestimiento cruz	m²	9,00	\$ 163.963,44	\$ 1.475.670,80																	
15.2	Tablas eucalipto 12x6 p/ revestimiento columnas	m²	16,60	\$ 18.218,16	\$ 300.421,46																	
15.3	Madera laminada tipo 4x8 p/ pared	un.	29,00	\$ 32.106,78	\$ 931.036,50																	
16 OBRAS VARIAS						\$ 1.413.222,71	\$ 1.976.137,58															
16.1	Colocación árbol	un.	19,00	\$ 47.668,33	\$ 905.660,27																	
16.2	Colocación arbustos	un.	7,00	\$ 15.888,78	\$ 111.221,44																	
16.3	Colocación cespes	m²	100,00	\$ 386.341,52	\$ 386.341,52																	
Costo - Costo Subtotal Iglesia						\$ 129.279.383,70	\$ 180.773.947,81															
B-EDIFICIO COMPLEMENTARIO																						
1 PREP Y MOV. DE SUELOS						\$ 1.623.096,35	\$ 2.269.608,09															
1.1	Limpieza y Replanteo.	m²	367,00	\$ 2.803,68	\$ 1.028.950,56																	
1.2	Excav. p/Piñones (0 20 cm).	m³	6,00	\$ 22.480,76	\$ 134.884,56																	
1.3	Excav. p/Zapata aislada.	m³	3,13	\$ 12.653,85	\$ 39.606,55																	

ETAPA 5: terminaciones nave - A		ETAPA 6: terminaciones alas administrativa y educativa - A		ETAPA 7: terminaciones - B						ETAPA 8: construcción muro medianero - A				ETAPA 9: construcción galería - A				ETAPA 10: construcción fachada y terminaciones exterior - A		ETAPA 11: terminaciones exterior - B		% COMPLETADO	% incidencia									
TOTAL	\$ 25.811.278,83	TOTAL	\$ 12.491.790,88	TOTAL \$ 44.132.542,96						TOTAL \$ 10.113.062,19				TOTAL \$ 30.584.732,18		TOTAL \$ 21.815.582,73		TOTAL \$ 8.339.838,99														
%	M17	%	M18	%	M19	%	M20	%	M21	%	M22	%	M23	%	M24	%	M25	%	M26	%	M27	%	M28	%	M29	%	M30	%	M31			
																50%	\$ 128.727,54													100,00%	1,24%	
																40%	\$ 132.816,93		24%	\$ 46.729,49										100,00%		
																40%	\$ 2.290.304,68													100,00%	18,22%	
																50%	\$ 740.281,03													100,00%		
																	24%	\$ 674.982,25												100,00%		
																	38%	\$ 388.826,94												100,00%		
																	19%	\$ 299.302,85												100,00%		
																	50%	\$ 2.216.680,03													100,00%	
																	20%	\$ 2.138.593,92		80%	\$ 8.554.375,68									100,00%		
																	100%	\$ 606.499,47												100,00%	6,73%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	0,27%	
																														100,00%	1,13%	
																														100,00%		
																														100,00%	4,25%	
75%	\$ 4.990.364,04			25%	\$ 1.630.121,38																									100,00%		
																														100,00%	4,70%	
50%	\$ 2.548.262,53			50%	\$ 2.548.262,53																									100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	1,18%	
																														100,00%	5,77%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	0,12%	
																														100,00%	3,19%	
																														100,00%		
40%	\$ 1.727.325,12																													100,00%		
																														100,00%		
100%	\$ 2.843.007,60																													100,00%	1,08%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	4,02%	
																														100,00%	4,75%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	0,63%	
																														100,00%	0,63%	
																														100,00%		
																														100,00%	57,91%	
																														100,00%	0,73%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	10,96%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	4,75%	
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%		
																														100,00%	0,34%	
																														100,00%	1,00%	
																														100,00%		
																														100,00%	2,28%	
																														100,00%	3,85%	
																														100,00%		
																														100,00%	0,81%	
																														100,00%	4,80%	