

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

Con el diseño estructural del Internado Rural en el Municipio de Entre Ríos, se pretende solucionar el principal problema de deserción y emigración estudiantil del distrito 1, perteneciente al Municipio de Entre Ríos de la provincia O'Connor del Departamento de Tarija. De acuerdo a datos del INE (periodo 2012 – 2022) en el Distrito 1 (cantones Moreta y Suaruro) con 21 comunidades, donde el 60.79 % de la población es pobre y el 14.98 % de niños, adolescentes y niños con discapacidad en edad escolar no asisten a la escuela, por el factor principal económico.

Además, el Municipio de Entre Ríos no cuenta con la infraestructura adecuada como ser internados, albergues, para coadyuvar a una educación idónea que llegue a toda la niñez y juventud que necesita de la actividad escolar.

Con la finalidad de reducir la deserción escolar de niños y jóvenes en edad escolar y ayudar a las familias de escasos recursos, en coordinación con docentes y padres de familia de las unidades educativas “Franz Tamayo” Fé y Alegría y Gral. Francisco Bourdeth O'Connor II, ven a bien gestionar el proyecto Diseño Estructural del Internado Rural y que ayude a minimizar este problema.

1. Descripción y Planteamiento del problema

1.1.Descripción del problema

El Municipio de Entre Ríos no cuenta con la infraestructura necesaria y adecuada para atender el crecimiento poblacional del sector estudiantil, además de la deserción de aquellos niños y jóvenes que viven en comunidades alejadas debido escasos recursos económicos y se ven imposibilitados a continuar con su formación escolar, a estos se suman los niños con discapacidad.

Perú: Carrillo y Castro (2022), proponen El Albergue para niños y adolescentes víctimas de violencia enfocado a través de una arquitectura orgánica, para que la persona pueda reintegrarse a la sociedad y sobre todo sentirse seguro y desarrollarse en todo aspecto. Los métodos empleados en la arquitectura orgánica son las áreas verdes, techos verdes, muros verdes y biohuertos los cuales ayudarán a la persona a sentirse parte de la naturaleza; también el proyecto ofrece residencia,

salud, psicomotricidad, oficinas y talleres, de esta manera los niños y adolescentes puedan de la mejor manera tener una vida activa y sobre todo ayudarlos a salir adelante.

Bolivia: Los niños, niñas y adolescentes con discapacidad se enfrentan a muchos retos para acceder a la educación. Los más visibles son: la discriminación y rechazo del sistema escolar y de la propia comunidad educativa y la falta de infraestructura que garantice el acceso físico a la escuela. (ASDBN 2021)

Tarija: La Defensoría de la Niñez y Adolescencia del Gobierno Autónomo Municipal de Entre Ríos, realizó Talleres de prevención y orientación donde se abarcaron temáticas como ser: prevención de violencia sexual, prevención de embarazos en adolescentes, delitos frecuentes por adolescentes y Bullying en las Unidades Educativas de la Provincia O'Connor. El taller se dio a los alumnos de nivel primario y secundario a varios establecimientos del municipio, con la temática MI CUERPO MI TESORO, en defensa y protegiendo el derecho de las niñas, niños y adolescentes, frente a toda forma de violencia y vulneración de sus derechos. (GAMER 2022)

Tarija: El gobierno municipal de Entre Ríos en coordinación con la dirección distrital de educación de la provincia O'Connor coordinaron junto a demás instituciones la conformación de un comité multidisciplinario, y que a través de brigadas móviles se realicen campañas de prevención de diferentes problemáticas que aquejan a los niños, niñas y adolescentes. (GAMER 2023)

De esta manera el problema central pasa por la demanda de infraestructura para aquellos niños y jóvenes en edad escolar con familias de escasos recursos y de niños con discapacidad que vienen a pasar clases de comunidades alejadas, y así evitar la deserción estudiantil y la falta de conclusión de estudios de los mismos.

1.2.Planteamiento del problema

¿Es necesario el “diseño estructural del internado rural en el municipio de Entre Ríos” para albergar en el período escolar a estudiantes de escasos recursos y niños con discapacidad, de diferentes comunidades del área de influencia; obteniendo un

diseño estructural con el fin de brindar una estancia segura, agradable y dándole un toque hogareño a los que ocuparán los ambientes de la nueva estructura?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar el “Diseño Estructural del Internado Rural en el municipio de Entre Ríos”, para albergar en el periodo escolar a niños, jóvenes y niños con discapacidad de escasos recursos, de diferentes comunidades del área de influencia (Distrito 1), reduciendo la deserción y el abandono escolar. Garantizando el cumplimiento de las bases de cálculo dispuestas por la Norma Boliviana del Hormigón NB 1225001.

1.3.2. Objetivos específicos

Los objetivos específicos que se pretenden alcanzar con la elaboración de la presente tesis son:

- Realizar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno donde se fundará la estructura.
- Aplicar el software CYPECAD 2019 para el cálculo de la estructura aporticada.
- Determinar el Diseño Estructural de los elementos de hormigón como: cimentación, columnas, vigas, losas y gradas, para garantizar la estabilidad de la estructura siguiendo las especificaciones en la norma NB 1225001.
- Estimar el costo aproximado para el emplazamiento físico del proyecto.
- Realizar un cronograma de ejecución del proyecto y de este se estimará el plazo de ejecución del proyecto.
- Realizar planos estructurales.
- Analizar los datos de tipologías que presentan los niños con discapacidad de la zona para coadyuvar en la funcionalidad de la edificación de acuerdo a normativas de nuestro país.

1.4. Justificación e importancia

1.4.1. Justificación Académica

Aplicar los criterios técnicos de diseño y conocimientos adquiridos en el estudio universitario y campo laboral acerca del diseño de estructuras, y de esta manera se pueda desarrollar el proyecto de manera exitosa.

Plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

A la culminación de esta tesis de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

1.4.2. Justificación Social

Para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos, preservar la cultura, inculcar valores en la sociedad, se logra a través de la educación, por lo que se propone una alternativa técnica para ejecutar este proyecto el mismo albergará a niños y jóvenes provenientes de comunidades alejadas como así también a niños con discapacidad del Municipio de Entre Ríos.

De esta manera las familias que viven en zonas alejadas y de escasos recursos, podrán enviar a sus hijos a proseguir con su educación en las Unidades Educativas del pueblo de Entre Ríos (U. E. "Franz Tamayo" Fé y Alegría y U. E. Gral. Francisco Bourdeth O'Connor II), en el internado rural se les dará albergue y dotarles un lugar en el cual podrán vivir, alimentarse y a la vez mejorar su nivel de aprendizaje para su mejor desarrollo, durante el periodo educativo de los estudiantes.

1.4.3. Justificación Económica

Este trabajo busca mejorar la calidad de vida de estudiantes, niños y niñas con discapacidad que viven en comunidades alejadas en el Municipio de Entre Ríos, que logren un trato digno dentro de la sociedad y no se vuelvan una carga económica en sus familias y de los servicios gubernamentales y más bien puedan ser autosuficientes con las oportunidades y garantías que lo ameriten.

1.4.4. Justificación Técnica

Se empleará el uso de paquete estructural CYPECAD 2019 para la resolución de la estructura de la edificación (zapatas, columnas, vigas, losas, cubierta, etc.), con este programa se obtendrá la magnitud de los esfuerzos máximos envolventes a los que se encuentran sometidos cada uno de los elementos estructurales.

Se elaborará el diseño estructural rigiéndose a la normativa oficial vigente (La Norma Boliviana del hormigón estructural NB 1225001), para garantizar el respectivo diseño estructural.

1.5. Alcance del proyecto

Teniendo clara la idea de que es lo que se pretende realizar, es muy importante definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para poder llevar a cabo satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance principal se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación de la edificación, así como la cubierta de calamina con estructura metálica y los entresijos, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

No se realizarán los diseños de instalaciones sanitarias y de agua potable, instalaciones eléctricas, y de gas.

1.6. Hipótesis

Con el “diseño estructural del internado rural en el municipio de Entre Ríos”, se brindará el diseño de una infraestructura que permita eliminar o disminuir la deserción de estudiantes de escasos recursos y niños con discapacidad de diferentes comunidades del área de influencia, permitiéndoles ejercer su derecho a la educación en igualdad de condiciones.

1.7. Variables y su mensuración

_ Variable independiente: **Diseño Estructural.**

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Diseño Estructural	El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras, y su principal función es generar estabilidad en una estructura por medio del buen uso de los materiales y su diseño. (Reboredo 2019)	Resistencia del suelo $q_u = \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	Muy blanda Blanda Media Compacta Muy compacta Dura	0.25 0.25 – 0.50 0.50 – 1 1 – 2 2 – 4 4 - 8
		Tipo de Hormigón según su resistencia (kg/cm ²)	H-12.5 H-15 H-17.5 H-20 H-25 H-30	125 150 175 200 250 300
		Tipologías de discapacidad	Físico motora Visual Auditiva Mental Visceral Múltiple Total	Porcentaje

1.8. Localización del Proyecto

El proyecto se localiza en el municipio de Entre Ríos, primera sección municipal de la provincia O'Connor, del Departamento de Tarija, República de Bolivia.

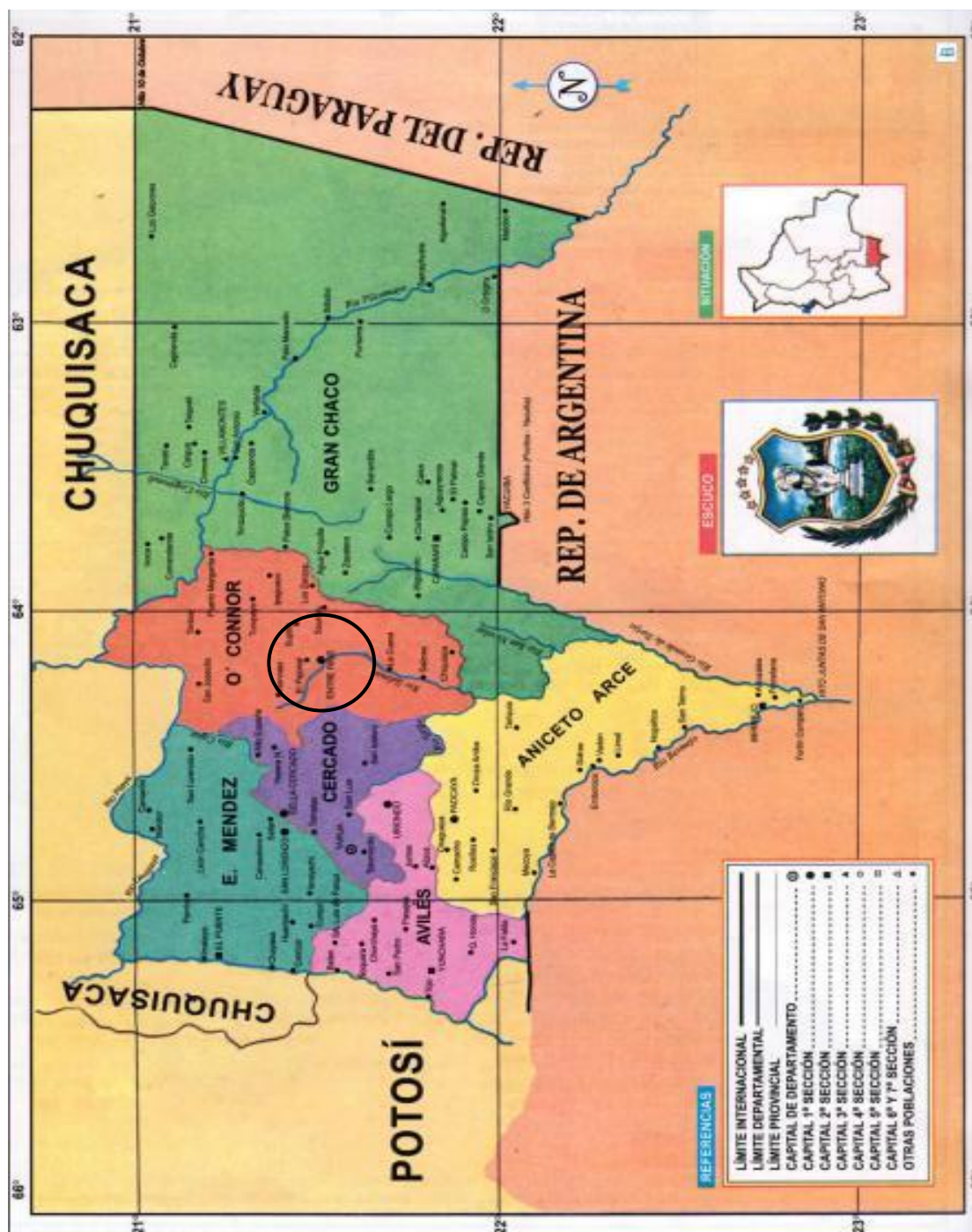
El Municipio de Entre Ríos limita al norte con el departamento de Chuquisaca y la provincia Gran Chaco, al este con la provincia Gran Chaco, al oeste con la provincia Cercado, y al sur con la provincia Arce.

El municipio de Entre Ríos geográficamente se encuentra situado dentro de las coordenadas de: 21° 31' 33" de Latitud Sur y 64° 10' 19" Longitud Oeste; a una altitud de 1230 m.s.n.m.

El municipio tiene una superficie de 6.406 km².

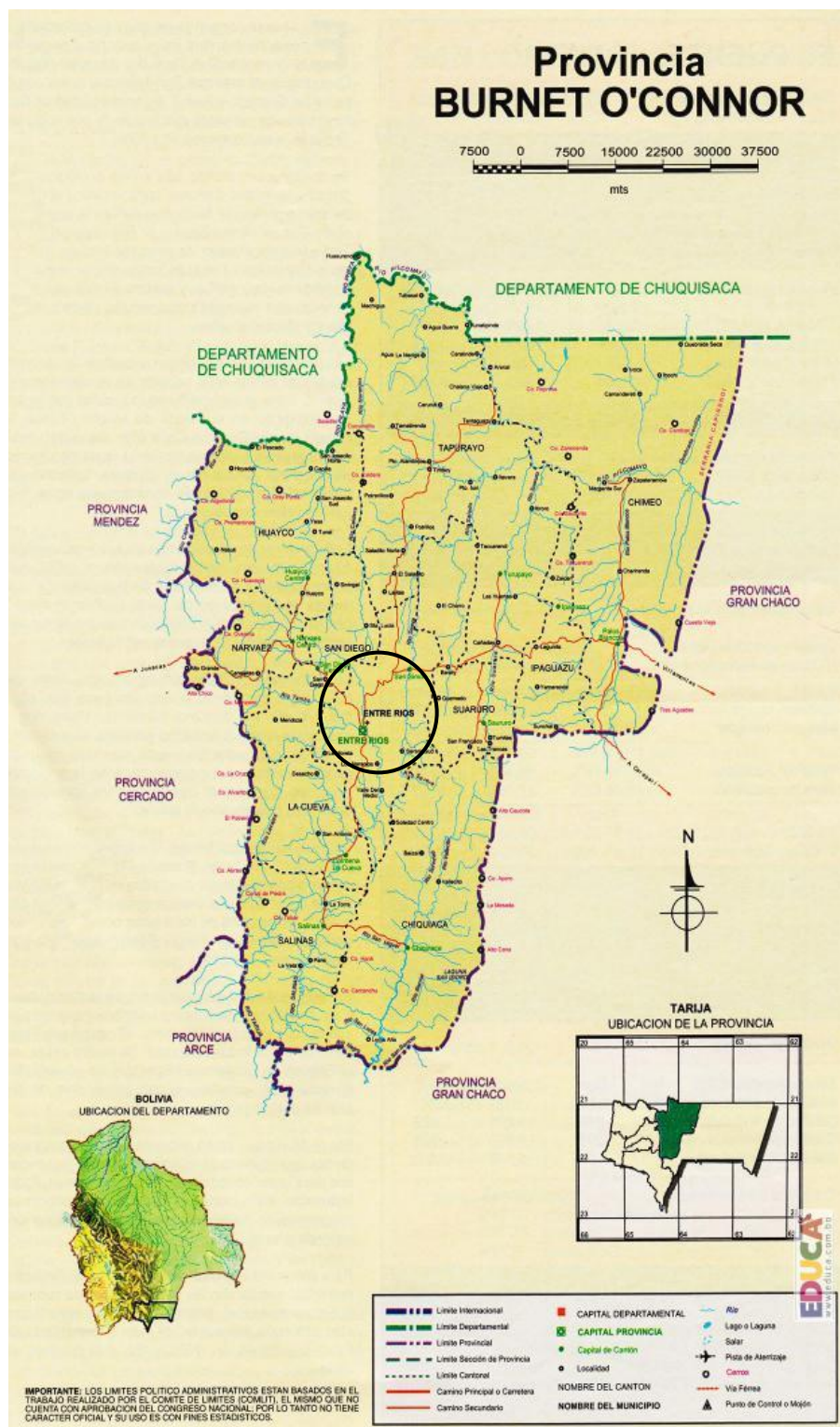
Debido a la falta de planimetría urbana en el Municipio de Entre Ríos, la ubicación del Internado Rural se vió por conveniente proponerlo en el barrio San Luis, en un terreno privado ubicado entre las dos Unidades Educativas, a donde los estudiantes acudirán más frecuentemente a clases (U. E. "Franz Tamayo " Fé y Alegría y la U. E. Gral. Francisco Bourdeth O'Connor II), la Alcaldía aún no designo nombres a calles y avenidas, como así también no están delimitadas las áreas verdes y de equipamiento de la zona.

Figura 1: Mapa político del departamento de Tarija



Fuente: Google – EDUCA

Figura 2: Mapa de la provincia Burnet O'Connor - Municipio de Entre Ríos,



Fuente: Google – EDUCA

Figura 3: Mapa - Ubicación Internado Rural - Municipio de Entre Ríos



Fuente: Google – EDUCA

1.9. Disponibilidad de servicios

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos como son: Agua potable, administrado por COSAALT (cooperativa de servicios de agua y alcantarillado de Tarija), energía eléctrica administrada por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), gas domiciliario administrado por EMTAGAS (empresa tarijeña del gas), por el momento la zona de emplazamiento del proyecto barrio San Luis no cuenta con gas domiciliario.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2. Marco teórico

2.1. Antecedentes

Uno de los sectores de la sociedad más vulnerables en todo país son los niños y adolescentes, como así también los niños con discapacidad. Es por ello que, ante la urgencia de amparar a estos menores de edad, se tiene la necesidad imprescindible de crear instituciones o centros de acogida que brinden al desprotegido y de escasos recursos espacios que impulsen su desarrollo óptimo y a su vez les otorguen una mejor calidad de vida.

Es importante resaltar que toda sociedad necesita de gente o trabajadores con educación básica minimamente, para cualquier desempeño laboral, más aún personas que van de zonas rurales a las ciudades en busca de trabajo, evitar que estas sean explotadas o engañadas por personas inescrupulosas.

a) Internacional

Ligorria (2020). Alejarse y extrañar para poder estudiar. Trayectorias de jóvenes en una escuela secundaria rural con albergue mixto. El Objetivo es el indagar sobre la educación secundaria rural y la experiencia formativa a los jóvenes que la transitan, en un albergue mixto como parte de su propuesta educativa. La metodología toma una perspectiva socio antropológica, con enfoque etnográfico. La muestra son los jóvenes del albergue de la secundaria rural. Los instrumentos son las prácticas y sentidos que los estudiantes y maestros construyen en torno al ingreso al albergue de los estudiantes en primer año. En resultados el albergue replica el formato de familia como modo estratégico de regular y organizar la vida cotidiana, e instala fuertes lazos afectivos que moldean los modos de comportamiento de los jóvenes. En conclusión, la investigación se convierte en una contribución destacada para identificar y analizar las experiencias que de los jóvenes construyen en su tránsito por la educación secundaria en una diversidad de contextos rurales o de proximidad rural.

Carbajal y Toledo (2023). Creación de un albergue Infantil para Niños en estado de abandono en Chua Bajo Independencia – Huaraz, 2023. El Objetivo es la creación de un albergue infantil para niños en estado de abandono. La metodología que se utilizará es el modelo cualitativo. La muestra son los niños en estado de abandono. Los Instrumentos serán las encuestas y análisis de documentos existentes. Los resultados, el 80% de los niños que son maltratados, abandonados, son vulnerables y siguen los mismos patrones; más del 70% de estos niños quieren vivir en lugares confortables y puedan convivir con la naturaleza. Conclusiones, se plantea una infraestructura utilizando materiales sostenibles a fin de reducir la problemática de la zona; lograr que a través de estos espacios se transmitan sensaciones de seguridad, calidez y confort para su adecuada formación psicológica y personal.

Carrillo y Castro (2022). Albergue para niños y adolescentes víctimas de violencia enfocado a través de la arquitectura orgánica en el distrito de Sullana, Piura – 2021. El Objetivo es la construcción de un albergue para niños y adolescentes víctimas de violencia enfocado a través de la arquitectura orgánica. La metodología utilizada es a través de encuestas y recolección de datos por medio de cuestionarios, con el fin de organizar la información. La muestra son los niños y adolescentes víctimas de violencia. En instrumentos se presenta diferentes métodos empleados en la arquitectura orgánica como son las áreas verdes, techos verdes, muros verdes y biohuertos. En resultados se tiene un proyecto que utilizando la arquitectura orgánica la persona pueda reintegrarse a la sociedad y sobre todo sentirse seguro y desarrollarse en todo aspecto. En conclusiones se encuentra diferentes funciones dentro del proyecto como es residencia, salud, psicomotricidad, oficinas y talleres, de esta manera los niños y adolescentes puedan de la mejor manera tener una vida activa y sobre todo ayudarlos a salir adelante.

b) Nacional

Travel (2018). Albergue infantil: Alto Obrajes, municipio de La Paz. El Objetivo es que el albergue infantil brinde espacios, para la estimulación de la niñez en cuanto a educación, salud y bienestar. En la metodología se buscará la percepción a través del análisis y la observación. La muestra son los niños que deambulan por las calles.

Los instrumentos para superar a los actuales centros, albergues, casas de acogida que existen, es incorporar otras características que vayan acorde al nuevo tiempo y a dar respuesta a las nuevas necesidades que se presentan para este sector de la población. En resultados: concluir con el diseño del albergue infantil. Demostrar las facultades previamente definidas dentro del perfil, con la presentación mínimamente de: planos arquitectónicos, plantas amobladas y acotadas, cortes de proyecto detallados, elevaciones, planos de detalles constructivos, vista en 3D y cortes fugados. Conclusiones con esta propuesta, se pretende lograr la descentralización de los albergues a cargo del municipio de La Paz.

Ovando (2021). Orfanato Colla. Los objetivos, arquitectónico: Diseñar un conjunto de ambientes familiares, donde los niños puedan desenvolverse de manera óptima y normal, general: Garantizar el desarrollo de una vida privada y familiar a niños, niñas y adolescentes en acogimiento. La metodología contempla el plan específico del gobierno en darles una vivienda y mejores condiciones de vida a los niños afectados. La muestra son niños abandonados o huérfanos. El instrumento es el edificio que sirve de acogida a los niños abandonados o huérfanos. En resultados se trata de englobar sus características para que niños abandonados o huérfanos puedan sentir que proviene de un lugar específico. En conclusiones, la imagen que tienen los niños de sí mismos está vinculada al nivel de aporte que tienen a su círculo social.

c) Local

Romero (2018). Diseño estructural albergue Municipal Barrio Azucarero (Ciudad de Bermejo). El objetivo es realizar el diseño estructural del Albergue Municipal en la ciudad de Bermejo. En la metodología se empleará el programa CYPECAD 2015, siendo el método de comprobación. Las muestras están dadas por los componentes de H° A° de la edificación como ser: vigas, columnas, zapatas, losas. Los instrumentos aplicados son el programa computarizado CYPECAD 2015 y la norma boliviana CBH-87. En Resultados se logrará obtener el estudio topográfico, la validación del estudio de suelos, el cálculo estructural, los planos estructurales, el presupuesto del proyecto, cronograma de actividades y las especificaciones

técnicas del albergue Municipal. En Conclusiones se estableció que la mejor alternativa viable es el proyecto Diseño Estructural albergue Municipal, que servirá de beneficio a los deportistas que participen en eventos deportivos en el complejo multideportivo.

Existen varios factores los cuales sobrepasan el derecho de los niños a vivir dentro de un entorno familiar saludable y seguro. Estos factores trasgresores pueden identificarse en negligencia infantil, violencia infantil (física y/o psicológica), abandono, violencia sexual, explotación laboral y trata infantil. Es por estas razones que, en Tarija - Bolivia, muchos niños se ven afectados en su desarrollo integral impactando directamente su futuro.

Ante estas circunstancias que generan una gran preocupación en todos los sectores de la población de Entre Ríos, y la inminente necesidad de una infraestructura ideal para albergar a los niños, jóvenes y niños con discapacidad de familias de escasos recursos de este municipio; esta realidad problemática nos describe el estado en el cual se encuentran los niños, jóvenes y niños con discapacidad para enfocarnos en elaborar *El Diseño Estructural de un Internado Rural en el Municipio de Entre Ríos*, con una infraestructura adecuada a fin de lograr la integración de estos niños y jóvenes en la actividad escolar, para con ello incrementar su desarrollo intelectual y mejorar su calidad de vida.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Levantamiento topográfico

La topografía es uno de los estudios más importantes dentro del diseño de las estructuras, el levantamiento topográfico será realizado con estación total, utilizando el método de curvas de nivel donde se obtendrá el relieve de la superficie del terreno.

Con la planimetría, altimetría y las curvas de nivel obtenidas con el levantamiento topográfico, se podrá determinar la pendiente del terreno.

El levantamiento topográfico fue realizado con estación total por un topógrafo particular, y el plano de ubicación del presente proyecto fue realizado por elaboración propia, ver anexo 1.

2.2.2. Estudio de suelos

En cualquier diseño estructural se debe realizar un estudio de suelos, para determinar el tipo de suelo sobre el cual se ubicará la estructura.

El estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos E-050 de suelos y cimentaciones de la norma española, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas.

Entre las muchas maneras de ensayos el estudio más común para obtener la capacidad portante del suelo se llama SPT (Ensayo de penetración estándar), esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo.

El estudio consiste en determinar el número de golpes de un martillo de 63,5 Kg y 762 mm (30 plg.) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado una toma muestras partido normal en una distancia de 305 mm (1 pie) cuyos diámetros normalizados son: 36,8 mm (1,45 plg de diámetro interior y 50,8 mm (2 plg.) de diámetro exterior.

Para la determinación de la resistencia característica del terreno, es necesario obtener la clasificación del suelo y el número de golpes por SPT. Con estos valores se entra a los ábacos de B.K. Hough y se establece la capacidad portante del suelo estudiado.

Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

Para lo cual se realizó en tres fases:

Fase N°1: Trabajo en Campo

Para el estudio del subsuelo, se realizó la excavación de 2 pozos de exploración. Para realizar el Ensayo Normal de Penetración (SPT). Mediante una previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación de los pozos en función a la estructura a emplazar. La profundidad que alcanzarán las perforaciones será hasta que se halle un suelo muy bien consolidado.

Una vez realizado el ensayo SPT, se tomó muestras de suelo en bolsas de plástico manteniendo la inalterabilidad el contenido de humedad del suelo, para poder realizar los ensayos correspondientes en laboratorio.

Fase N°2: Trabajo de Laboratorio

Se realizó el trabajo de laboratorio de Suelos y Geotecnia con la empresa consultora EOLO S. R. L., la caracterización de las muestras de suelo extraídas de los pozos en estudio mediante los ensayos de granulometría y límites de consistencia donde se determinó el índice de plasticidad.

Fase N°3: Trabajo de Gabinete

Se realizó la clasificación del suelo de acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio, como también la capacidad portante del terreno por medio de ábaco con el tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT.

Para más detalle ver anexo 2.

2.2.3. Diseño arquitectónico

La arquitectura se define comúnmente como el arte de proyectar y construir edificios o espacios para el uso del hombre, siendo considerada “arte” desde el momento en que conlleva una búsqueda de estética.

El internado rural deberá brindar toda la comodidad y confort a los usuarios del edificio, estudiantes, docentes y empleados; el edificio al tiempo de ser un lugar para habitar, también será un lugar de aprendizaje y encuentro.

El diseño estructural del internado rural del Municipio de Entre Ríos comprenderá los siguientes ambientes:

Bloque 1 (Planta Baja): dormitorios varones, baños varones.

Bloque 1 (Planta Alta): dormitorios mujeres, baños mujeres.

Bloque 2 (Planta Baja): sala de estar área dormitorios.

Bloque 2 (planta Alta): sala de estar área dormitorios.

Bloque 3 (Planta Baja): dormitorios varones, dormitorio discapacitados varones y dormitorio discapacitados mujeres, baño especial varones y baño especial mujeres.

Bloque 3 (Planta Alta): dormitorios mujeres, deposito, balcón 1 y balcón 2, gradas.

Bloque 4: dormitorio profesor 1, dormitorio profesor 2, baños, lavanderías.

Bloque 5: salón comedor, cocina, despensa.

Bloque 6: control, depósitos, dormitorio sereno, estar sereno, baño sereno.

Bloque 7: sala de computación, depósito de libros, sala de lectura – biblioteca.

Bloque 8: oficina de administración, secretaría, baños, sala multifuncional.

Además del internado contará con: mirador, patios, áreas verdes, pasillos, tendederos, huerto.

El diseño arquitectónico se enfocó en dar a los niños y jóvenes que se alberguen en sus ambientes: alojamiento, seguridad, comodidad, alimentación, reforzar su conocimiento de estudiante (biblioteca, sala de computación), conservar las actividades agrícolas que están acostumbrados en la zona (cultivos), como así también ambientes para diferentes actividades laborales (tejido, teatro, canto, etc.).

2.2.4. Normas de Diseño

En nuestro medio la norma que establece o rige en los diseños de estructuras de hormigón es: La Norma Boliviana del Hormigón Estructural (NB 1225001).

NB 1225001 (2019) dice “Toda estructura de hormigón estructural, ya sea construcción nueva, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación, que se ejecute en el país, de propiedad pública o privada, debe estar necesaria y anteladamente respaldada por un proyecto que hubiese merecido el SELLO DE CONFORMIDAD, previo a la ejecución de la obra y que considere, según su magnitud e importancia, sin perjuicio de cumplir por separado las regulaciones de carácter nacional, departamental y/o municipal, respecto a permisos, aprobaciones y pago de derechos, impuestos y otros” (pág. 25).

En la presente tesis sólo se verá la etapa de diseño, las actividades a desarrollar serán:

- **Memoria**, se presentarán las necesidades que se deben satisfacer, los factores de todo orden que es preciso tener en cuenta y el proceso de cálculo.
- **Planos**, de conjunto y de detalle, necesarios para que la obra quede perfectamente definida.
- **Pliego de especificaciones técnicas**, donde se hará la descripción de la obra y se regulará su ejecución y utilización en concordancia con la norma de cargas y solicitudes.
- **Cómputos métricos**, son las mediciones y los detalles precisos para su valoración.
- **Presupuesto**, preferentemente descompuesto en partidas, con expresión de los precios unitarios. Y así tener un precio referencial de la edificación.
- **Programa calendario**, es el cronograma de actividades que contemplará los posibles trabajos a desarrollar.

También se utilizarán las normas:

Acción de viento : NB - 1225003-1

Acción sísmica : NBDS – 2006

Acero conformado en frío : AISI S100-2007 (LRFD) (USA).

Acero laminado en caliente : ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA).

Soldadura : AWS D1.1/D1.1 M : 2010.

2.2.5. Población y muestra

En este trabajo de tesis la **población** viene a ser los estudiantes del Distrito 1 (1.982 estudiantes) del Municipio de Entre Ríos y la **muestra** son los niños y jóvenes del Distrito 1 (297 estudiantes) que no asisten a la escuela, entre ellos se encuentran los de escasos recursos, niños con discapacidad y los que viven a distancias alejadas, tal como se refleja en las tablas a continuación:

Municipio	Población Total (habitantes)	Pocentaje de Población Pobre (%)	NO POBRE		POBRE		
			Necesidades Básicas Satisfechas	Umbral	Moderada	Indigente	Marginal
Entre Ríos	20.018		2.122	5.727	10.274	1.865	30
Porcentaje	100%	60,79%	10,60%	28,61%	51,32%	9,32%	0,15%

Tabla 1: Índice de pobreza en Municipio de Entre Ríos, Fuente: Datos del INE (censo 2012)

En la tabla 1 se puede evidenciar que un 60,79% de la población en Entre Ríos es pobre, donde la necesidad obliga a que los padres no puedan enviar a sus hijos a completar su educación escolar, y se ven obligados a trabajar en el campo ya que es una zona mayormente agrícola y ganadera o migrar a la ciudad a trabajar en algún oficio para ya no ser una carga en su hogar.

Distritos	Cantón	N°	Ciudad / Comunidad	Asistencia escolar (Población de 6 a 19 años)					
				Total	Si, a una pública	Si, a una privada	Si, a una de convenio	No asiste	Sin especificar
Distrito 1	Moreta	1	Entre Ríos (área urbana)	1.171	716	29	268	140	18
		2	El Baden	74	54	5	3	10	2
		3	Moreta	28	24			4	
		4	Pajonal	93	75	3	1	14	
		5	Las Lomas	73	49	1	7	16	
		6	Alambrado	47	37			9	1
		7	Los Naranjos	65	52	4	4	5	
		8	Valle del Medio	24	22		1	1	
		9	Serere Sur	67	42		1	24	
		10	Serere Limal	49	30		2	12	5
		11	Baizal						
		12	Banda Mealla	91	32	16	18	12	13
		13	Alto Meleadero	29	12	1		15	1
		14	Buena Vista	29	26	1	1	1	
		Sub total Cantón			1.840	1.171	60	306	263
	Suaruro	1	Suaruro	47	32	1	1	12	1
		2	Trancas						
		3	San Francisco	29	20			9	
		4	Acheral	7	6			1	
		5	Cañadas	34	21		4	9	
		6	Berety	9	7			2	
		7	Tacuarandy	16	10	4	1	1	
		Sub total Cantón			142	96	5	6	34
	Sub total Distrito			1.982	1.267	65	312	297	41
Porcentaje			100,00%	63,93%	3,28%	15,74%	14,98%	2,07%	

Tabla 2: Asistencia escolar (Población de 6 a 9 años) – Municipio de Entre Ríos, Fuente: Datos del INE (censo 2012)

En la tabla 2 se puede apreciar que la población en edad escolar entre 6 a 19 años no asisten a la escuela, son 297 niños y jóvenes y que representan al 14,98% de la población en edad escolar que pierden la oportunidad de incrementar su desarrollo intelectual y mejorar su calidad de vida.

2.2.6. Tipologías que presentan los niños con discapacidad

Se analizarán las tipologías que presentan los niños con discapacidad (los cuales son proporcionados por el INE), con la finalidad de brindar toda la comodidad y confort a los usuarios del internado.

Edad Quinquenal (años)	Dificultad de ver	Dificultad de oír	Dificultad de Hablar	Dificultad de caminar	Dificultad de recordar	Total
5 a 9	1	1	3	2	1	8
10 a 14	2	1	1	0	1	5
15 a 19	4	2	4	4	3	17
Total	7	4	8	6	5	30

Tabla 3: Discapacidad en niños y jóvenes en edad escolar (Distrito 1 – Municipio de Entre Ríos), Fuente: Datos del INE (censo 2012)

La tabla 3 nos presenta los niños y jóvenes con discapacidad en edad escolar, con el internado se busca que esta población tenga una mejor vida activa y ayudarlos a salir adelante, brindándoles una estructura que les dé cobijo, alimento, seguridad y sobre todo que les ayude en su formación escolar, que se puedan independizar y no se vuelvan una carga en sus hogares ni ante las instituciones.

2.2.7. Hormigón armado

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como 'hormigón armado'. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

2.2.7.1. Hormigones

A continuación se da mención a las características generales de los Hormigones usados en la construcción civil:

2.2.7.1.1. Componentes

Los hormigones se componen principalmente de tres materiales, que son los cementos, áridos y agua, estos materiales al ser amasados forman el hormigón o concreto.

2.2.7.1.1.1. Cementos

Los cementos a utilizar en los proyectos de hormigón armado, deben estar regidos por las especificaciones técnicas de las normativas nacionales del cemento portland, NB2.1-001 hasta NB 2.1-014, que son las características que el fabricante supervisa y garantiza a la hora de su elaboración. En nuestro medio el cemento más utilizado para obras civiles es el cemento IP-30 estandarizado y el IP-40 de alta resistencia, que son los comúnmente fabricados.

2.2.7.1.1.2. Áridos

Los áridos que se utilizan para el hormigón armado, tienen que tener ciertas características, entre la más importante es el tamaño máximo de sus partículas en especial el de las gravas, y este tamaño máximo es el menor de las siguientes recomendaciones:

- Los $\frac{5}{6}$ de la distancia entre armaduras horizontales.
- La $\frac{1}{4}$ parte de la pieza de menor dimensión que se hormigona.
- Un $\frac{1}{3}$ de la altura libre de los nervios de entre pisos.
- Un $\frac{1}{2}$ del espesor mínimo de la losa superior de los entre pisos.

2.2.7.1.1.3. Agua

El agua utilizada para el amasado del hormigón debe ser de un carácter aceptable, siendo esta agua potable libre de contaminación.

Los áridos, extradidos y el agua utilizada para la construcción de los elementos de hormigón a realizarse en la obra, serán del río Pajonal.

2.2.7.1.2. Propiedades del hormigón

Entre los más importantes para la construcción tenemos: Resistencia, consistencia y el coeficiente de dilatación térmica.

2.2.7.1.2.1. Resistencia

El valor de $f'c$ debe ser especificado en los documentos de construcción y debe estar de acuerdo con:

Aplicación	Hormigón	$f'c$ Mínimo, Mpa	$f'c$ Máximo, Mpa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales.	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 ^[1]
[1] Este límite puede ser excedido cuando la evidencia experimental demuestre que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia.			

Tabla 4: Resistencia especificada a la compresión, NB 1225001 Tabla 19.2.1.1.

Donde:

$f'c$ = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa.

La Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB-1225001, para determinar la resistencia de los elementos de H°A° propone utilizar factores de reducción de resistencia ϕ , esto se debe a la inexactitud en las construcciones y deficiencia en procedimiento constructivo. Los coeficientes de minoración que considera son:

- Secciones controladas por tracción $\phi = 0.90$
- Compresión con refuerzo en espiral $\phi = 0.70$
- Corte y torsión $\phi = 0.75$
- Aplastamiento en el hormigón $\phi = 0.65$

2.2.7.1.2.2. Consistencia

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan cangrejas.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abrams de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	-1
Blanda	6-9	-1
Fluida	10-15	-2

Tabla 5: Asentamientos Admisibles, Código Boliviano del Hormigón CBH-87

2.2.7.1.2.3. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$.

De esta manera el hormigón y el acero de refuerzo funcionan en conjunto en forma excelente en las estructuras de Hormigón Armado. Las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro, por ejemplo, la gran desventaja del hormigón es su falta de resistencia a la tensión, pero la resistencia a la tensión es una de las grandes ventajas del acero.

2.2.7.2. Aceros

Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras corrugadas

2.2.7.2.1. Características geométricas

El acero puede venir fabricado en diámetros medidos en pulgadas o en milímetros, para el proyecto se utilizará las barras de acero medidos en milímetros, los aceros se denominan por números y sus características geométricas son de la siguiente manera:

DIÁMETRO NOMINAL d_b mm	DIÁMETRO REAL mm	ÁREA NOMINAL mm^2	MASA NOMINAL kg/m
4,2	4,2	14,0	0,111
6	6,0	28,0	0,222
8	8,0	50,0	0,395
10	10,0	78,5	0,616
12	12,0	113,0	0,888
16	16,0	201,0	1,578
20	20,0	314,0	2,466
25	25,0	491,0	3,853
32	32,0	804,0	6,313

Tabla 6: Barras corrugadas comerciales en Bolivia, NB 1225001.

2.2.7.2.2. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}$, por grado centígrado.

2.2.7.2.3. Anclaje de armaduras

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por ganho, patilla, prolongación recta. O cualquier otro procedimiento, garantizando la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón.

2.2.7.2.4. Empalmes de armaduras

Sólo se dispondrán los empalmes indicados en los planos y los que autorice el Director de Obra; empalmes que se procurará que queden alejados de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga. Los empalmes podrán realizarse por traslape o soldadura.

2.2.7.2.5. Adherencia del acero y hormigón

Para garantizar la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante, la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo en una viga de canto útil “d”, con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u, tiene que cumplirse la limitación:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia

2.2.7.2.6. Distancia entre barras

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La Norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido

b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, las de la capa inferior deben situarse en correspondencia vertical una sobre de otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal.

2.2.7.2.7. Distancia a los paramentos

Se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el paramento más próximo de la pieza. El objeto del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compactación del hormigón del recubrimiento, más que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las recomendamos a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

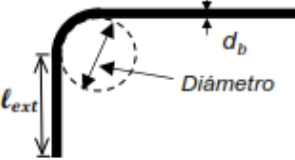
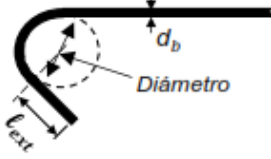
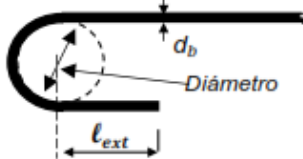
El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5 cm.

Exposición del hormigón	Elemento	Armadura	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	40
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	$d_b > 16 \text{ mm}$	30
		$d_b \leq 16 \text{ mm}$, alambre MW200 ó MD200	25
	Losas, viguetas y muros	$d_b > 40 \text{ mm}$	25
		$d_b \leq 40 \text{ mm}$	20
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

Tabla 7: Recubrimiento especificado para elementos de hormigón contruidos en sitio no pretensados, NB 1225001.

2.2.7.2.8. Doblado de las armaduras

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. En general, esta operación se realizará a temperatura ambiente por medios mecánicos.

Tipo de gancho norma	Diámetro de la barra (mm)	Diámetro interno mínimo (mm)	Prolongación en el extremo libre ^[1] , ℓ_{ext}	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 6 d_b$ ó $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$	$\geq 12 d_b$	
Gancho (doblado a 135°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 6 d_b$ ó $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$	$\geq 12 d_b$	
Gancho (doblado a 180°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 d_b$	$\geq 4 d_b$ ó $\geq 60 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 d_b$	$\geq 6 d_b$	

[1] El gancho normal para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el largo de la prolongación recta. Se permite usar una prolongación recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta prolongación aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Tabla 8: Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento, NB 1225001.

2.2.8. Acciones de Cargas

2.2.8.1. Acciones Permanentes

El cálculo de los valores característicos de las acciones permanentes se efectuará a partir de las dimensiones y masas específicas que correspondan.

Para los elementos de hormigón se adoptarán las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar 23 KN/m³

- Hormigón armado con cuantías normales 25 KN/m³

2.2.8.2. Acciones Variables

Los valores establecidos en las Normas para las acciones variables de explotación o de uso, y para las acciones climáticas, serán considerados como valores característicos, es decir, como valores en los cuales ya se ha incluido la dispersión.

El código boliviano del hormigón NB 1225001 nos proporciona valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores puesto que son los que recomiendan la norma (ver tabla 15, tabla 17. Tablas y ábacos).

2.2.8.3. Acción del Viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria P (N/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor.

A continuación, se describirá el procedimiento general para la evaluación de la acción del viento sobre las construcciones utilizando el Procedimiento Analítico.

- 1) Se determina la velocidad básica del viento V y el factor de direccionalidad K_d de acuerdo con el artículo 5.3.
- 2) Se determina un factor de importancia I de acuerdo con el artículo 5.5.
- 3) Se determinan para cada dirección de viento una categoría o categorías de exposición y los coeficientes de exposición para presión dinámica K_z o K_h , según corresponda, de acuerdo con el artículo 5.5.
- 4) Se determina un factor topográfico K_{zt} de acuerdo con el artículo 5.6.
- 5) Se determina la presión dinámica q_z o q_h , según corresponda, con el artículo 5.8.

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

Donde:

K_d = el factor de direccionalidad del viento (tabla 20 y tabla 21. Tablas y ábacos)

K_z = el coeficiente de exposición para la presión dinámica (tabla 23. Tablas y ábacos)

K_{zt} = el factor topográfico (tabla 25. Tablas y ábacos)

I = el factor de importancia (tabla 22. Tablas y ábacos)

V = Velocidad del viento (m/s) (tabla 20. Tablas y ábacos)

q_z = Presión dinámica del viento (kg/m^2)

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

$$P = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (G C_{pi}) \quad [\text{N/m}^2]$$

Dónde:

$q = q_z$ para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno;

$q = q_h$ para paredes a sotavento, paredes laterales y cubiertas, evaluada a la altura h ;

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes laterales, paredes a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados;

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones donde se pueda dar el arrastre de partículas por el viento, el vidriado en los 20 m inferiores que no sea resistente a impactos o esté protegido con una cubierta resistente a impactos, se debe tratar como una abertura de acuerdo con el artículo 5.9.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede calcular conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$);

G el factor de efecto de ráfaga igual a 0,85 para estructuras rígidas; para estructuras flexibles consultar el Anexo B “Propiedades Dinámicas de las Construcciones”

C_p el coeficiente de presión externa (tabla 27. Tablas y ábacos)

(GC_{pi}) el coeficiente de presión interna (tabla 26. Tablas y ábacos)

q y q_i se deben evaluar usando la exposición definida en el artículo 5.8.

2.2.8.4. Acción Sísmica

Un sismo es un fenómeno de vibración del suelo producido por un impacto en la corteza terrestre. Este impacto puede ser causado por una erupción volcánica, falla local en el interior de la corteza por abrupto movimiento de la placa continental u oceánica, o un deslizamiento relativo entre ellas.

El análisis de una estructura ante este efecto se realiza de acuerdo a los diferentes modos de vibración de la estructura (ASCE, 2010).

En nuestro caso aplicaremos la norma sísmica NBDS – 2006 (Bolivia).

2.2.9. Cubierta Metálica

La cubierta es el elemento estructural que cierra la parte superior de un edificio y tiene la misión de proteger su interior contra las inclemencias atmosféricas (lluvia, viento, granizo, calor y frío). Su forma, su inclinación (pendiente) y material de cubrición, ejercen una influencia esencial sobre el aspecto de la edificación.

2.2.9.1. Formas de Cubiertas

Entre las formas clásicas de cubiertas, se tiene: a dos aguas, a una sola vertiente, la cubierta plegada en diente de sierra, cubierta con faldones, cubierta de pabellón, faldón quebrantado, mansarda, cubierta buliforme, cubierta plana, cubierta compuesta, etc.

2.2.9.2. Inclinación de las Cubiertas

Las diferentes pendientes o inclinaciones de las cubiertas dependen: de los materiales usados para techar, de las circunstancias del clima y de la finalidad a

que se destine el local cubierto. Ordinariamente, tales pendientes se clasifican en tres grupos o categorías:

- a) Cubiertas de poca pendiente cuya inclinación no pasa de 5°.
- b) Cubiertas de pendiente media que pasan de 5° hasta 40°.
- c) Cubiertas de pendiente fuerte que pasan de 40°.

2.2.9.3. Cargas de Viento

En el caso de cubiertas se debe tomar en cuenta la influencia del viento para lo cual se necesita un estudio detallado del sotavento y el barlovento, el cual se resume en la carga dinámica de viento dada por:

$$q_z = 0,613 * K_Z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad \text{N/m}^2$$

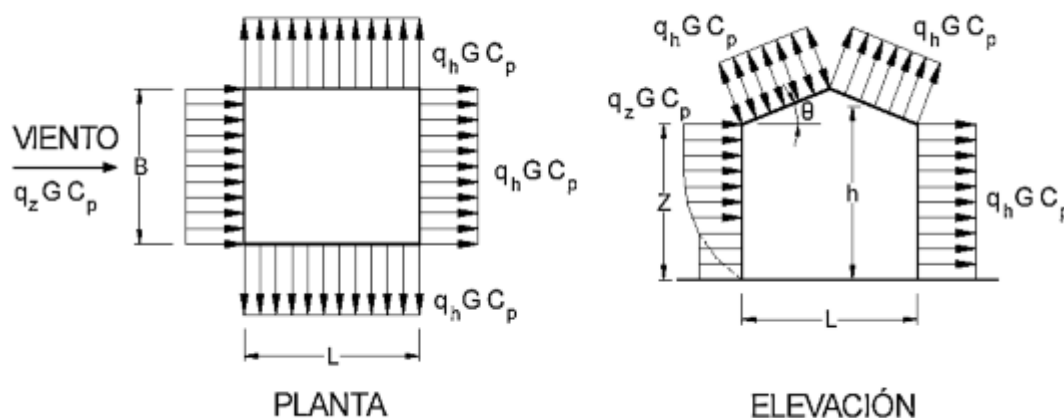


Figura 6: Barlovento y Sotavento, figura 7.2.1-1 NB 1225003.

2.2.9.4. Combinaciones de carga

La norma NB 1225001 nos muestra las siguientes combinaciones:

Combinaciones de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U = 1,4 (D + F)$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$	(5.3.1c)	Lr ó S ó R

$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,20 S$	(5.3.1e)	E
$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$	(5.3.1g)	E

Tabla 9: Combinaciones de carga, NB 1225001 Tabla 5.3.1

Donde:

Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas **U**, carga muerta **D**, sobrecarga de servicio **L**, sobrecarga de lluvia **R**, sobrecarga de nieve **S**, cargas fluidos **F**, cargas vivas de cubierta **Lr**, acción térmica y/o reológica **T**, acciones del terreno **H**, acción de viento **W**, Efecto sísmico **E**.

La Norma presenta factores de carga para combinaciones específicas de carga. En cierta medida, se toma en consideración la probabilidad de la ocurrencia simultánea al asignar factores a las combinaciones de carga. Aunque las combinaciones de cargas más usuales están incluidas, el diseñador no debe suponer que estén cubiertos todos los casos.

2.2.10. Elementos Estructurales de Hormigón Armado

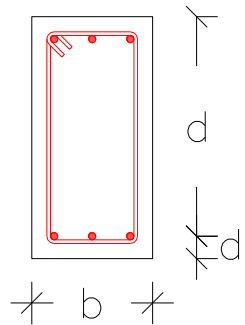
Los sistemas de hormigón armado se componen de varios elementos estructurales que cuando son sintetizados, producen un sistema total. Los componentes pueden clasificarse de forma general en vigas, columnas, losas de piso, muros y cimentaciones.

2.2.10.1. Vigas

Las vigas son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se cuegan de manera monolítica con las losas y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte más baja de tracción, o ambas caras superior e inferior.

Para el predimensionamiento de vigas de Hormigón Armado de sección rectangular, se recomienda que el canto útil “d”, deberá sumarse el recubrimiento mecánico “d”, para obtener el canto total de la viga, el que incluye la mitad del diámetro de barras adoptado y el recubrimiento geométrico libre:

Figura 7: Peralte “d”



$$H = d + d' = d + (\text{rec} + \emptyset_{\text{est}} + \frac{\emptyset}{2})$$

La dimensión para la base de la sección puede tomarse los siguientes parámetros:

- $L \leq 4\text{m}$: $b = 12\text{ cm}$, para construcciones de 1 a 2 plantas; $b = 15\text{ cm}$ para edificios.
- $4\text{m} < L < 6\text{m}$: $b = 15\text{ cm}$ o más.
- $L \geq 6\text{m}$: $b = 20\text{ cm}$ o más.

El bloque rectangular equivalente tiene una profundidad “a” y una resistencia promedio igual a $0.85f'c$. La profundidad a se calcula con la siguiente ecuación:

$$a = \beta_1 * c$$

Donde:

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente.

c = Profundidad del eje neutro.

β_1 = Coeficiente en función a la fuerza de compresión.

La Norma Boliviana NB-1225001 en su artículo 10.2.7, para determinar β_1 , toma las siguientes consideraciones:

Para $f'c \leq 280\text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85$$

Para $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left[\frac{f'_c - 280}{70} \right]$$

Se considera que el valor $0.85 f'_c$ es el esfuerzo promedio a compresión del bloque rectangular equivalente.

La Norma Boliviana NB-1225001 en su artículo 10.3.2, adopta por seguridad que la deformación unitaria máxima del hormigón a compresión es $\epsilon_{cu} = 0.003$, con una distribución lineal de las deformaciones unitarias.

Si $\epsilon_s < \epsilon_y$

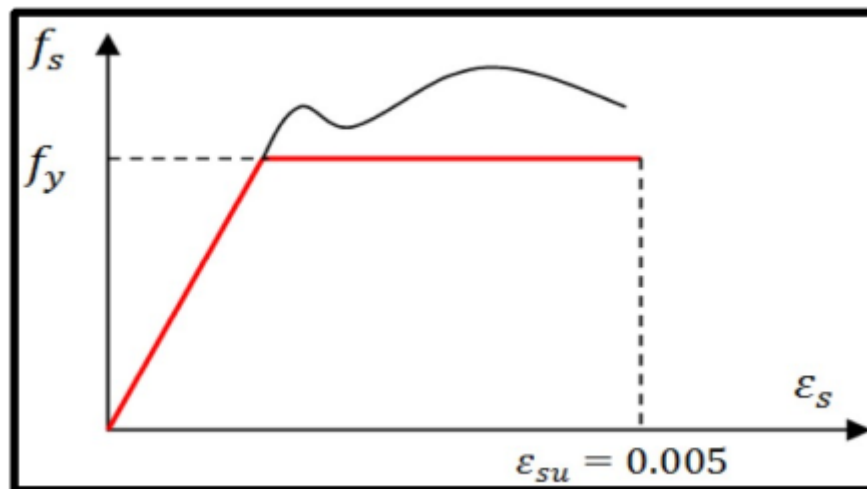
$$T = A_s f_s$$

Si $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$T = A_s f_y$$

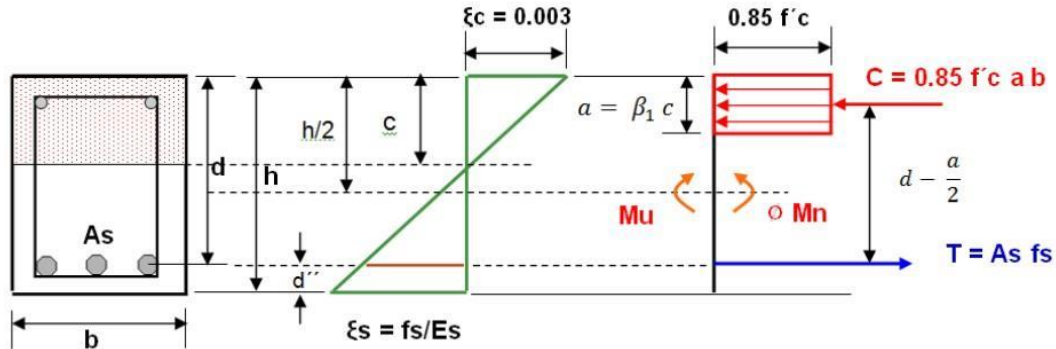
T es la fuerza de tracción.

Figura 8: Diagrama de esfuerzo – Deformación del acero



Las tensiones y deformaciones en una sección sujeta a flexión, para los estados últimos de agotamiento considerando el bloque de compresión rectangular equivalente son:

Figura 9: Tensiones y Deformaciones en una viga



De manera que el bloque rectangular de compresión es igual a:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

El cálculo del acero de refuerzo se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

2.2.10.2. Columnas

Son los elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural. Son miembros en compresión sujetos en la mayoría de los casos a carga axial y a flexión y son de mayor importancia en las consideraciones de seguridad de cualquier estructura.

Los elementos que trabajan a flexo-compresión se conocen generalmente como columnas de hormigón armado, los cuales comúnmente están ubicados de forma vertical en las estructuras, con la función principal de resistir estas cargas y transmitir las mismas a los pisos inferiores hasta la fundación.

Si un sistema estructural está compuesto de miembros horizontales en compresión tales Los cercos y estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir los

esfuerzos cortantes y ejercer un efecto de zunchado del núcleo del hormigón al pilar, aumentando su ductilidad y resistencia.

a) Recubrimiento Mínimo

- Armadura principal 2-4 cm.
- Armadura transversal: Estribos abiertos y cerrados 2 cm y zunchos en espirales 4 cm.

b) Cuantía Mínima

La cuantía mínima en columnas es de 1% y la cuantía máxima es de 8%. Usualmente es recomendable que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal no exceda del 4% cuando la barra longitudinal se empalme:

$$1\% \leq \rho \leq 8\%$$

c) Coeficiente de Minoración en columnas

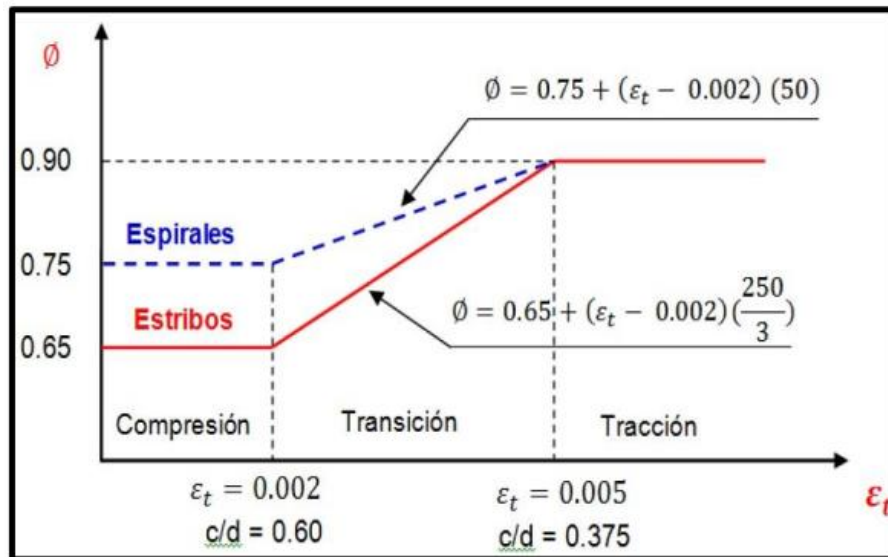
La Norma Boliviana del NB-1225001 en su artículo 9.3.2.2 determina que el coeficiente de minoración de resistencia depende del comportamiento de la columna “ ϵ_t ” de su deformación unitaria. Si el diseño de la columna es controlado por compresión $\epsilon_t < 0.002$ el coeficiente de minoración de resistencia es $\phi = 0.65$ para columnas con estribos, y $\phi = 0.75$ con espirales, si la tracción controla el diseño de la columna $\epsilon_t > 0.005$, el coeficiente de minoración de resistencia es $\phi = 0.9$ para ambo casos, esto significa que la columna actúa más como una viga.

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana de hormigón estructural NB1225001 en su artículo 9.3.2.2 establece que en la zona de transición se presenta agotamiento simultáneo, tanto a tracción como compresión el valor del coeficiente de minoración de resistencia varia linealmente de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Para columnas con espiral:
$$\phi = 0.75 + 0.15 \left[\left(\frac{1}{c/d} \right) - \left(\frac{5}{3} \right) \right]$$

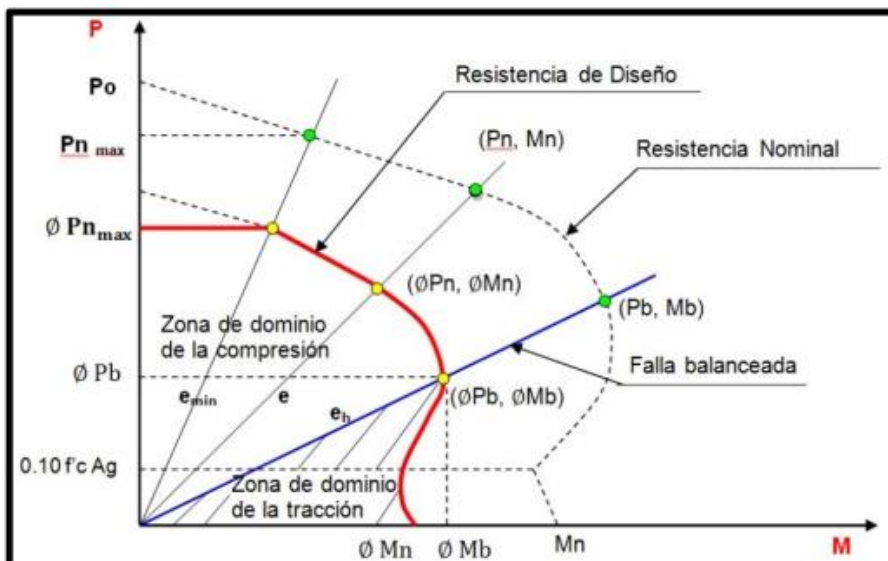
Para columnas con estribos:
$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\left(\frac{1}{c/d} \right) - \left(\frac{5}{3} \right) \right]$$

Figura 10: Diagrama del factor de reducción de resistencia en columnas para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.



d) Diagrama de interacción de columna

Figura 11: Diagrama de interacción de resistencia en columnas



El diagrama de interacción en las columnas, es la representación gráfica de las posibles combinaciones de carga axial y momento flector, que necesita un elemento flexo-comprimido para alcanzar su resistencia.

e) Separación de armaduras longitudinales y estribos

- Armadura longitudinal

$$A_{min} \begin{cases} \geq 1.5d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño del agregado máximo} \end{cases}$$

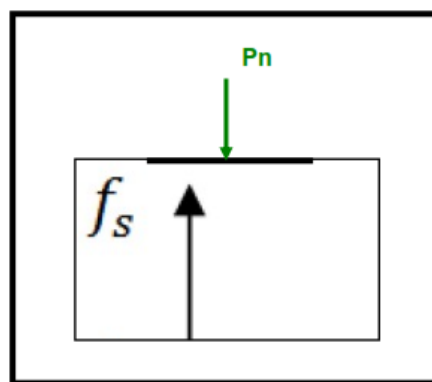
- Estribo

$$A_{min} \begin{cases} \geq 16d_b \\ \geq 48db_e \\ \geq b \text{ dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

f) Clasificación de columna según la posición de la carga de compresión

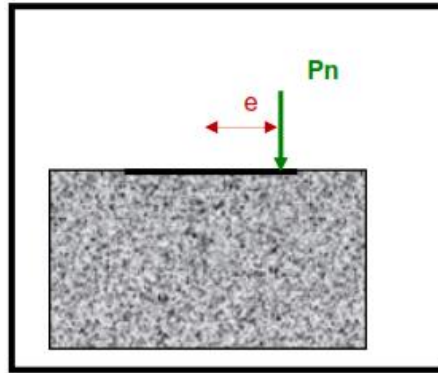
Condición de carga axial de compresión grande centrada con excentricidad nula. La falla se presenta por aplastamiento del hormigón (falla por compresión) todas las barras alcanzan su tensión en compresión. (Ing. Juan Carlos Mojica-Apuntes de Hormigón Armado I).

Figura 12: Carga centrada



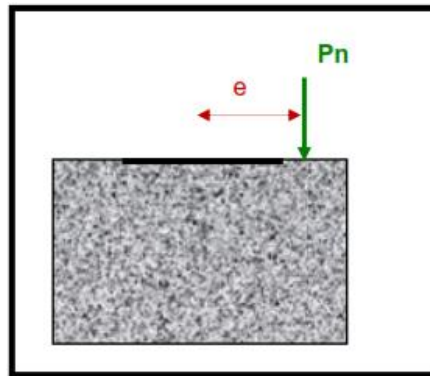
Los elementos que trabajan a flexo-compresión se conocen generalmente como columnas de hormigón armado, los cuales comúnmente están ubicados de forma vertical en las estructuras, con la función principal de resistir estas cargas y transmitir las mismas a los pisos inferiores hasta la fundación.

Figura 13: Carga dentro del núcleo central



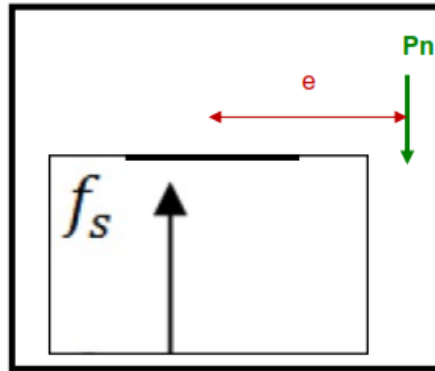
Condición de carga axial de compresión grande y un momento flector más grande ($e < e_b$), la excentricidad esta fuera del núcleo central pero dentro de la sección. La falla se presenta por aplastamiento del hormigón (falla por compresión) las barras en el lado opuesto de la carga están a tracción sin llegar a la fluencia. (Ing. Juan Carlos Mojica Apuntes de Hormigón Armado I).

Figura 14: Carga fuera del núcleo central, dentro de la sección



Condición de carga a compresión y un momento flector balanceado. En esta condición las barras a tracción alcanzan su tensión de fluencia, al mismo tiempo que el hormigón falla a $0.85f_c$ por aplastamiento. La falla es por fluencia de acero a tracción (falla a tracción). (Ing. Juan Carlos Mojica-Apuntes de Hormigón Armado I).

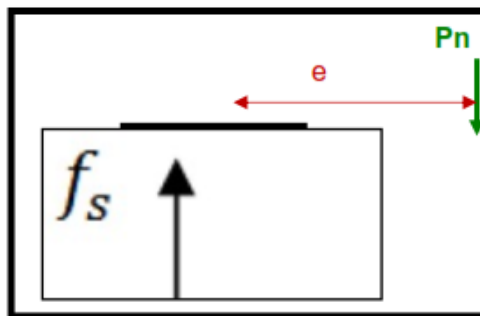
Figura 15: Carga fuera de la sección con momento flector balanceado



Condición de carga a compresión menor y un momento flector grande en esta la falla es por fluencia del acero a tracción (falla por tracción). (Ing. Juan Carlos Mojica Apuntes de Hormigón Armado I).

La Norma Boliviana del Hormigón estructural no considera una excentricidad mínima para el cálculo de columnas, sin embargo, en su lugar nos especifica que la resistencia axial de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi P_{n_{max}}$ calculado usando las siguientes ecuaciones.

Figura 16: Carga fuera de la sección con momento flector grande



Para elementos no pretensados con refuerzo espiral, la resistencia disminuye un 15%:

$$\phi P_{n, \max} = 0,85 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Para elementos no pretensados con estribos, la resistencia disminuye un 20%:

$$\phi P_{n, \max} = 0,80 \phi [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

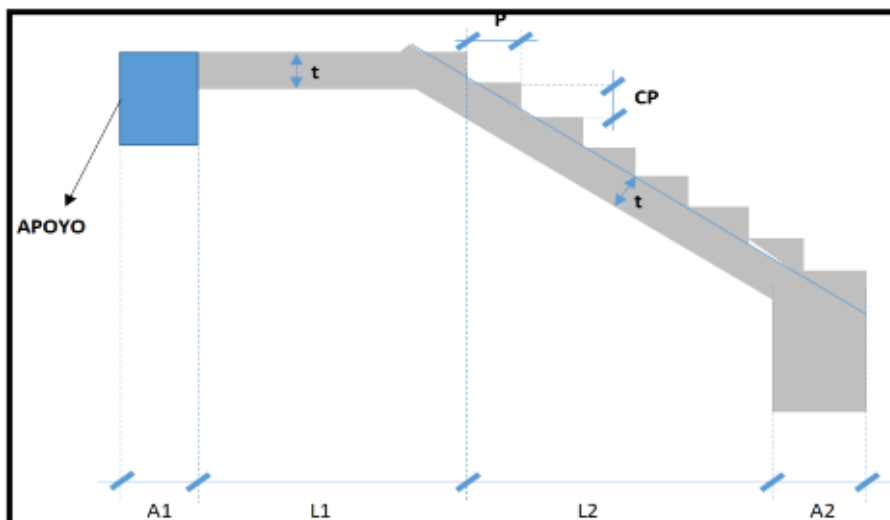
Para miembros se consideran como vigas-columnas.

2.2.10.3. Escaleras

La escalera es un elemento estructural fijo de la construcción que comunica a través de escalones sucesivos los diversos niveles de una edificación. Los elementos que integran una escalera y que deben tenerse en cuenta para su diseño y construcción son los siguientes:

- Tramos o zancas: los elementos inclinados que sirven de apoyo a los peldaños.
- Descansos: los elementos horizontales en que termina cada tramo.
- Peldaños o escalones: los elementos de un tramo que sirven para apoyar el pie.
- Huella: zona horizontal del escalón en donde se asienta el pie.
- Contrahuella: parte vertical del escalón.

Figura 17: Sección de la escalera



La proporción cómoda entre la huella y la contrahuella de los peldaños viene definida por la expresión empírica de Blondel:

- $2 \text{ huellas} + 1 \text{ contrahuella} = 60 \text{ a } 66 \text{ cm}$ o $2ch + h = 60 \text{ a } 66 \text{ cm}$

- $h + ch = 40 \text{ a } 50 \text{ cm}$ o $h*ch = 450 \text{ a } 600$

Los 60 a 66 cm representan la longitud media del paso del hombre en un plano horizontal. Para los niños este valor se reduce a 55 cm aproximadamente. La dimensión de los peldaños está definida por su función y su utilización, en un edificio el ancho de una escalera no debe ser inferior a 120 cm.

Espesor de la Losa:

$$t = L_n + L_d / 20$$

Se recomienda no tomar un valor mínimo que:

$$t = L_n + L_d / 25$$

a) Análisis de carga en el descanso

Peso propio de la escalera:

$$q(\text{losa}) = \gamma(H^\circ A^\circ) * t * a$$

Peso propio Mortero de asiento para la Cerámica:

$$q(\text{mor}) = \gamma(\text{mor}) * e(\text{mor}) * a$$

Peso propio de la cerámica esmaltada:

$$q(\text{cer}) = \text{Peso cerámica por (m}^2\text{)} * a$$

Peso propio Cielo raso:

$$q(\text{cr}) = \gamma(\text{cr}) * e(\text{cr}) * a$$

Peso Propio Total:

$$U_{m1} = q(\text{losa}) + q(\text{mor}) + q(\text{cer}) + q(\text{cr})$$

$$U_{v1} = \text{Carga Viva} * a$$

b) Análisis de carga en los peldaños

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{CH}{H} \right)$$

Peso propio del peldaño:

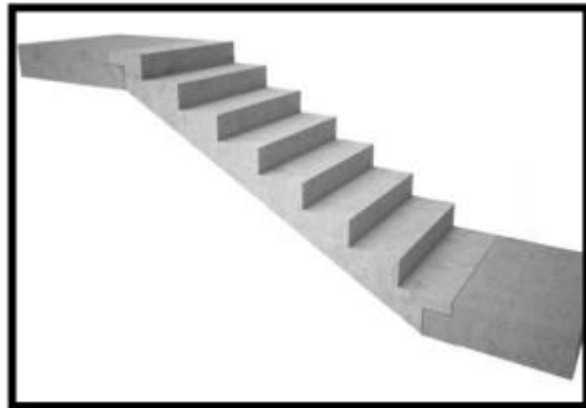
$$q(\text{peldaños}) = \left[\frac{t}{\cos \alpha} + \frac{CH}{2} \right] * a * \gamma(H^\circ A^\circ)$$

Peso propio total:

$$Um2 = q(\text{peldaño}) + q(\text{losa}) + q(\text{mor}) + q(\text{cer}) + q(\text{cr})$$

$$Uv2 = \text{Carga Viva} * a$$

Figura 18: Carga en los peldaños



c) Cargas mayoradas

En el descanso:

$$Ud = 1.2 * Um1 + 1.6 * Uv1$$

En el peldaño:

$$Up = 1.2 * Um2 + 1.6 * Uv2$$

d) Diseño a flexión

Peralte efectivo:

$$d = t - r - \frac{\phi}{2}$$

Profundidad del bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Cuantía balanceada, mínima y máxima:

$$\rho_b = \left[0.85(\beta_1) \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{6090}{6090 + f_c} \right) \right]$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.79 * \sqrt{f_c}}{f_y} \gg \frac{14}{f_y}$$

Armadura principal:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Armadura mínima:

$$A_s \min = 0.0018 * b * t$$

e) Diseño de corte

Cortante resistente por el hormigón:

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c} * b_w * d$$

Cortante resistente por el Acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Acero de refuerzo por corte (Estribos):

$$s = \frac{(A_v) * f_y * d}{V_s}$$

2.2.10.4. Losa de entrepiso

Las losas de entrepiso son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los pórticos de la estructura.

Pueden ser losas sobre vigas, losas casetonadas, losas sin vigas (losas planas) apoyándose directamente sobre las columnas o losas compuestas sobre viguetas.

Pueden proporcionarse de tal manera que actúen en una dirección o que actúen en dos direcciones perpendiculares. Las dimensiones en planta de un tablero de losa determinan si la losa de piso se comporta esencialmente como una losa en una dirección o en dos direcciones.

2.2.10.4.1. Diseño de losas de entrepisos

Las losas de entrepiso son elementos estructurales horizontales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su altura donde las cargas son perpendiculares a su plano, se emplean para proporcionar superficies planas y útiles.

a) Comportamiento de las losas de entrepisos

1) Losas Unidireccionales

Las losas unidireccionales son consideradas en el cálculo de la armadura a flexión, como una viga rectangular con un ancho unitario de 1 metro, esto se considera porque la flexión se produce en la dirección perpendicular a sus apoyos, estos apoyos pueden ser vigas de Hormigón Armado, vigas metálicas o muros de mampostería. Para el cálculo a flexión una losa será considerada unidireccional si cumple la condición:

$$\frac{S}{L} < 0.5$$

Donde:

L: Dirección larga de la losa.

S: Dirección corta de la losa.

2) Losas Bidireccionales

Las losas armadas en dos direcciones son estructuras complejas y estáticamente indeterminadas, que cuando se aplican las cargas estas losas deflektan conformando una superficie de doble curvatura, donde los momentos flectores son dependientes de estas curvaturas y actúan en ambas direcciones, por lo tanto, el acero de refuerzo también debe estar presente en las dos direcciones.

Para determinar el comportamiento estructural de las losas bidireccionales, se utilizan métodos analíticos y empíricos. Para el cálculo a flexión una losa será considerada bidireccional si cumple la condición:

$$\frac{S}{L} \geq 0.5$$

b) Criterios para seleccionar el tipo de losa

Entre los factores que influyen para seleccionar un tipo de losa están: las cargas a soportar, las luces a cubrir, el peso propio del piso, el aspecto inferior de la losa (liso o con nervios visibles), la posibilidad de ubicación de conductos, tuberías, alambrado, mantenimiento, tiempo de construcción, altura permisible del piso, estabilidad, deflexiones mínimas y economía.

De estos factores, la longitud y cargas son los más influyentes en la selección. La resistencia se considera como la posibilidad de soportar cargas sin deformaciones excesivas, además se debe considerar las implicaciones arquitectónicas.

1) Características de cada losa

- Losas planas: proporcionan mayor flexibilidad para la ubicación de columnas y reducen la altura estructural, pero limita el tamaño de las luces por lo que es adecuado para edificios de apartamentos y oficina.

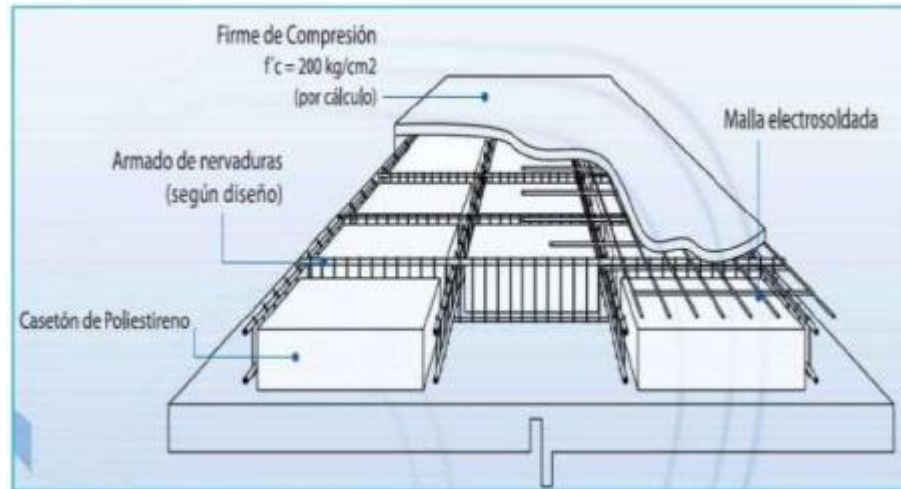
- Losas de hormigón armado: armada en una o dos direcciones. Las primeras se apoyan en vigas que van en la dirección más larga, mientras las segundas poseen vigas principales en ambos sentidos. Se adaptan a cualquier magnitud de cargas en edificios corrientes cuyas luces máximas entre columnas es alrededor de 10 m.
- Losas reticulares: ventajosas para cargas pesadas, como estacionamientos, áreas de almacenamiento y edificios con luces muy grandes.
- Lámina acanalada de acero: adecuada para pórticos de acero, por el poco peso y facilidad de montaje, así como la colocación de instalaciones eléctricas, comunicacionales, calefacción y aire acondicionado; además sirven de encofrado para el hormigón recién vaciado, eliminando la necesidad de colocar los andamiajes temporales. Este tipo de losa no es apropiado para la distribución y resistencia de fuerzas laterales tales como el viento o sismo.

2.2.10.4.2. Losas casetonadas

Las losas casetonadas son aquellas losas formadas por un reticulado de vigas las cuales se vinculan por medio de losas. Es la que se realiza colocando en los intermedios de los nervios estructurales, bloques, ladrillos, casetones de madera o polietileno expandido con el fin de reducir el peso de la estructura, y el acero en barras concentrado en puntos llamados nervios.

Estas losas son más eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen de hormigón con respecto a una losa maciza. Podríamos decir que, ante una carga normal de vivienda u oficinas, las losas macizas son eficientes para luces pequeñas, las aligeradas en una dirección son económicas en luces intermedias, 3 a 6m, y las aligeradas en dos direcciones resultan ser más económicas para luces grandes.

Figura 19: Losa casetonada



a) Ventajas

Las ventajas principales en este tipo de construcción son:

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas.
- Permite colocar muros divisorios libremente.
- Se puede apoyar directamente sobre las columnas sin necesidad de trabes de carga entre columna y columna.
- Resiste fuertes cargas concentradas, ya que se distribuyen áreas muy grandes a través de las nervaduras cercanas de ambas direcciones.
- Las losas reticulares son más livianas y más rígidas que las losas macizas.
- Los volúmenes de los colados en obra son reducidos.
- Mayor duración de la madera de cimbra, ya que solo se adhiere a las nervaduras, y pueden utilizarse más veces.
- Este sistema reticular celular da a las estructuras un aspecto agradable de ligereza y esbeltez.

- El entrepiso plano por ambas caras le da un aspecto mucho más limpio a la estructura y permite aprovechar la altura real que hay de piso a techo para el paso de luz natural.
- La superficie para acabados presenta características óptimas para que el yeso se adhiera perfectamente, dejando una superficie lisa, sin ocasionar grietas.
- Permite la modulación con claros cada vez mayores, de hasta 10 x 10 metros lo que significa una reducción considerable en un gran número de columnas.
- La construcción de este tipo de losas proporciona un sistema acústico y térmico.
- La ausencia de trabes a la vista elimina el falso plafón.
- Permite la presencia de voladizos de las losas, que alcanzan sin problema 3 y 4 metros.
- Mayor rigidez de los entresijos, gran estabilidad a cargas dinámicas, soporta cargas muy fuertes.

Implícitamente, al mencionar estas ventajas se pueden inferir la posibilidad de que existan un menor número de columnas por planta, con lo cual se logran mayores superficies útiles y más libertad arquitectónica.

2.2.10.4.3. Diseño de Losas a Flexión

Características de diseño:

$$\frac{\text{Luz corta}}{\text{Luz larga}} > 0.5 \quad \text{Se diseña como losa bidireccional}$$

Espesor de la losa para el predimensionamiento la Norma Boliviana del hormigón estructural NB-1225001, el espesor mínimo “h” que está apoyado en un contorno de vigas especifica las siguientes dimensiones:

$$h = \frac{2 * (La + Lb)}{180}$$

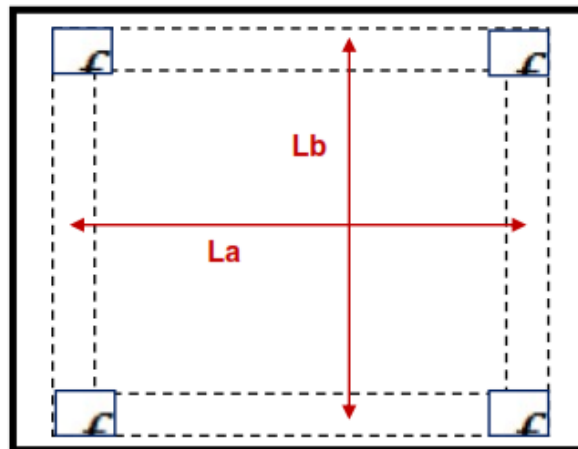
Relación de rigidez a la flexión de una viga a la flexión de una losa:

$$\alpha = \frac{L_b}{L_s}$$

Relación de los claros libre de una losa:

$$\beta = \frac{\text{Luz libre larga}}{\text{Luz libre corta}}$$

Figura 20: Dimensiones de la losa



La norma establece para $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$ el espesor mínimo que debe cumplir:

$$h = \frac{\ln(800 + 0.07 \cdot f_y)}{36000 + 5000 \cdot \beta \cdot \left[\alpha_m - 0.5 \cdot (1 - \beta) \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right]} > 13 \text{ cm}$$

La norma establece para $\alpha_m > 2$ el espesor mínimo que debe cumplir:

$$h = \frac{\ln(800 + 0.071 \cdot f_y)}{36000 + 5000 \cdot \beta \cdot (1 + \beta)} > 9 \text{ cm}$$

Mayoración de cargas:

$$q_m = 1.2 \cdot \gamma(H^\circ A^\circ)$$

$$U = 1.2 \cdot q_m + 1.6 \cdot q_v$$

Relación de luces:

$$m = \frac{\text{Luz corta}}{\text{Luz larga}}$$

Peralte efectivo:

$$d = t - r - \frac{\phi}{2}$$

Profundidad del Bloque de compresión:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f_c * b}}$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Cuantía balanceada, mínima y máxima:

$$\rho_b = \left[0.85(\beta_1) \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \left(\frac{6090}{6090 + f_c} \right) \right]$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.79 * \sqrt{f_c}}{f_y} \gg \frac{14}{f_y}$$

Armadura principal:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Armadura mínima:

$$A_s \min = 0.0018 * b * t$$

2.2.10.5. Muros

Los muros son los cerramientos verticales para los pórticos de los edificios. No son en general o necesariamente, hechos de hormigón sino de cualquier material que llene estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural.

Además, los muros estructurales de hormigón son a menudo necesarios como muros de cimentación, muros de escalera y muros de cortante que resisten cargas.

2.2.10.6. Fundaciones

Las fundaciones son los elementos estructurales de hormigón que transmiten el peso de la estructura al suelo. Pueden ser de muchas formas, el más simple es una zapata aislada. Puede ser vista como una losa invertida que transmite una carga distribuida del suelo a la columna.

Otras formas de cimentaciones son los pilotes, zapatas combinadas que soportan más de una columna, losas de fundación, las cuales son básicamente construcciones invertidas de losa y viga.

2.2.10.7. Método de Diseño

La norma Boliviana del Hormigón Armado NB-1225001 establece que, en el diseño de hormigón estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq U$$

2.2.10.7.1. Estados Límites

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella:

y por otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.

Obtención de la respuesta R_d , de la estructura correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.

El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

2.2.10.7.2. Estados límites últimos (E.L.U.)

La denominación de estados límites últimos (E.L.U.) engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya sea por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).

Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).

Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).

Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).

Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

2.2.10.7.3. Estados límites de servicio (E.L.S.)

Se incluyen bajo la denominación de estados límites de utilización todas aquellas situaciones de la estructura para las que, la misma queda fuera de servicio, por razones de durabilidad, funcionales o estéticas.

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales en que tal pieza se encuentra (se estudia a nivel de sección de la pieza). Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

- Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural).
- Estado límite de fisuración, caracterizado por alcanzarse una abertura máxima en las grietas ocurridas por las deformaciones o fenómenos de retracción y fraguado del hormigón (se estudia a nivel de sección o pieza).
- Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia de estructura o elemento estructural).

Por razones estéticas los estados límites de utilización o servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

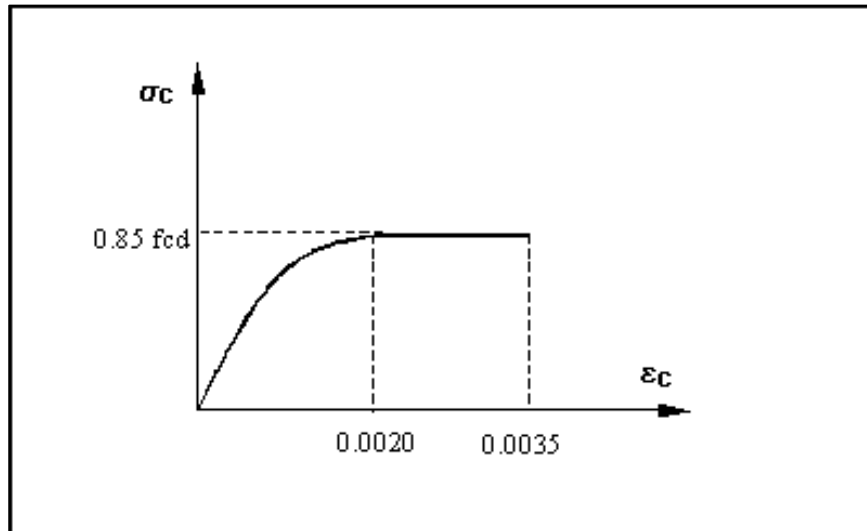
2.2.10.8. Compatibilidad de deformaciones

Bajo solicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el hormigón tienen la misma deformación. Se admite la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley de linealidad plana. Como consecuencia de esta hipótesis y de la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección las demás quedan determinadas mediante trigonometría simple.

2.2.10.8.1. Diagrama tensión deformación del hormigón

En el diagrama de esfuerzo y deformación del hormigón parábola-rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en abscisa 2 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en compresión simple, y el vértice del rectángulo en la abscisa 3.5 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en flexión. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de $0.85 \cdot f_{cd}$, siendo f_{cd} la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

Figura 21: Diagrama parábola rectángulo

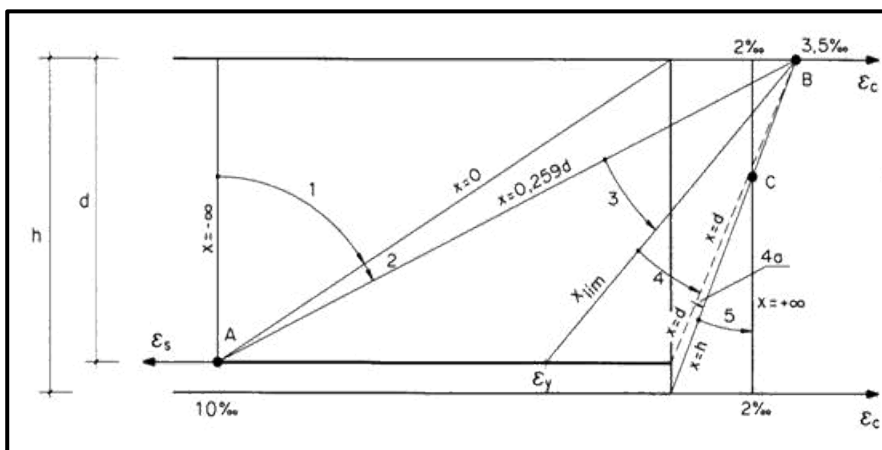


Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

2.2.10.8.2. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos en la figura.

Figura 22: Dominios de deformación



Dominio 1: Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

Dominio 4.a: Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2$ por mil.

2.2.10.9. Seguridad estructural

La norma Boliviana del Hormigón Armado NB-1225001, para los estados últimos de agotamiento en elementos de HºAº, utilizan factores de seguridad, que consisten en factores de mayoración de cargas (γ) y factores de minoración de resistencia (ϕ).

La seguridad adecuada en los diseños de elementos de HºAº, es necesaria debido a la incertidumbre de la calidad de los materiales que se está utilizando, a las

falencias de los procedimientos constructivos que se emplean en la obra, al método de diseño estructural que se utilizó para la determinación de sus esfuerzos, a la evaluación acertada de las cargas actuantes, etc.

De esta forma el factor de seguridad queda establecido con la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{\gamma_D * D + \gamma_L * L}{(D + L)}$$

2.2.10.10. Diseño a flexión

Para el diseño de elementos de hormigón armado sujetos a flexión, los momentos flectores solicitantes mayoradas deben ser menores o iguales que los momentos resistentes, considerando que los momentos flectores resistentes sean minorados de los momentos nominales.

Cargas solicitantes $\geq$ Resistencia de diseño

$$M_u \geq \phi M_n$$

Donde:

- M_n : Momento flector resistente nominal.
- ϕM_n : Momento flector resistente.
- M_u : Momento flector último mayorado.

La norma Boliviana del Hormigón Armado, adopta el bloque rectangular equivalente para resistir los esfuerzos de compresión de elementos de H^o A^o sujetos a flexión.

El bloque rectangular equivalente tiene una profundidad “a” y una resistencia promedio igual a 0.85 f’c. La profundidad “a” se calcula con la siguiente ecuación experimental

$$a = \beta_1 * c$$

Donde:

- a: Profundidad del bloque rectangular de compresión.

- c : Es la profundidad del eje neutro.
- β_1 : Permite determinar que la fuerza de compresión del bloque rectangular equivalente, sea la misma que la fuerza que determina el bloque de compresión parabólico.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado para determinar β_1 , toma las siguientes consideraciones:

Para $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85$$

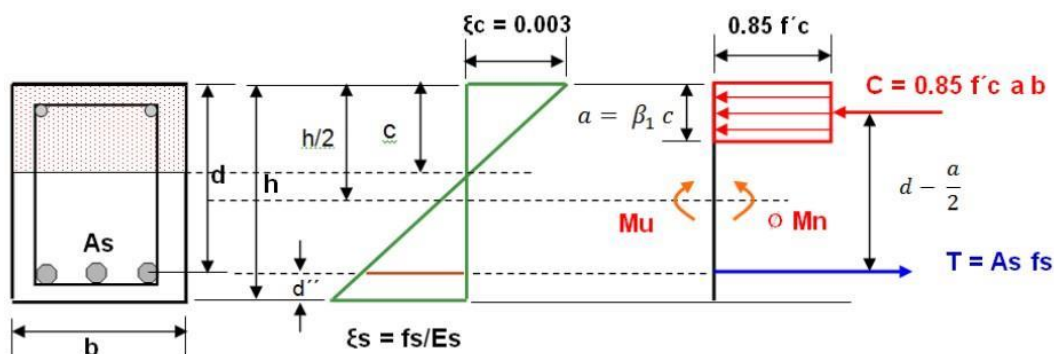
Para $f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left[\frac{f'c - 280}{70} \right]$$

Se considera que el valor $0.85 f'c$ es el esfuerzo promedio a compresión del bloque rectangular equivalente.

La Norma Boliviana del Hormigón Armado al igual que la norma ACI 318, adopta por seguridad que la deformación unitaria máxima del hormigón a compresión es $\epsilon_{cu} = 0.003$ con una distribución lineal de las deformaciones unitarias.

Figura 23: Tensión y deformación en una viga



De manera que el bloque rectangular de compresión es igual a:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b}}$$

El acero de refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

a) Cuantía balanceada

Cuando el acero de refuerzo alcanza su máxima fluidez al mismo tiempo que el hormigón alcanza su máxima deformación unitaria, se dice que esta condición es el estado balanceado, bajo esta condición el diseño es óptimo.

$$\rho_b = \left[0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right] = \left[0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6090}{6090 + f_y} \right]$$

b) Armaduras máximas y mínimas por flexión

Para garantizar la ductilidad en los elementos de hormigón armado, la norma establece:

Cuantía máxima:

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 * \left[0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6090}{6090 + f_y} \right]$$

Armadura máxima:

$$A_{s\max} = \rho_{\max} * b * d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{0.79\sqrt{f'_c}}{f_y} > \frac{14}{f_y}$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

c) Armadura por temperatura

La Norma Boliviana NB 1225001 en su artículo 10.5 establece las siguientes armaduras mínimas por retracción y temperatura:

Para $f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = 0.002 * b * h$$

Para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

Para $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * \left[\frac{4200}{f_y} \right] * b * h$$

d) Verificación de diseño

La viga es considerada sub reforzada y la falla de rotura es por tracción, si:

$$\rho \leq \rho_b$$

La viga es considerada sobre reforzada y falla de rotura es por compresión, si:

$$\rho \geq \rho_b$$

2.2.10.11. Diseño de corte

La Norma Boliviana del Hormigón Armado NB-1225001, establece que un elemento de hormigón armado resiste al esfuerzo cortante, conforme se indica a continuación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_u : Fuerza cortante mayorada (Kg).

- ϕ : Coeficiente de minoración de resistencia. $\phi = 0.75$
- V_n : Fuerza resistente nominal al cortante (Kg).
- V_c : Fuerza resistente nominal al cortante por el hormigón (Kg).
- V_s : Fuerza resistente nominal al cortante por el acero de refuerzo (Kg).

a) Sección crítica para los esfuerzos cortantes

La norma estipula que el cortante que se utilizará debe estar ubicado a una distancia menor o igual al peralte efectivo “d”, medido generalmente desde la cara del apoyo del elemento de hormigón.

b) Resistencia del hormigón a los esfuerzos de corte

Para elementos de hormigón sometidos solamente a esfuerzos de corte y flexión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

- V_c : Fuerza cortante resistente del hormigón (Kg).
- f'_c : Resistencia a compresión del hormigón (Kg/cm²).
- b_w : Ancho de la sección rectangular o de la viga T (cm).
- d : Peralte efectivo del acero longitudinal (cm).

Para elementos de hormigón sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d * \left[1 + 0.0071 * \frac{N_u}{A_g} \right]$$

Donde:

- N_u : Carga axial normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u , la cual es positiva para la compresión y negativa para la tracción (Kg).
- A_g : Área bruta total de la sección de hormigón (cm²).

c) Resistencia del acero de refuerzo al esfuerzo cortante

Se permite refuerzo para cortante consistente en:

- Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- Armadura electrosoldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

La fuerza resistente nominal del acero será:

Para estribos inclinados:

$$V_s = \left[\frac{A_v * f_y * d}{s} \right] (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Para estribos verticales cuando $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \left[\frac{A_v * f_y * d}{s} \right]$$

d) Cálculo del acero de refuerzo por corte

Para estribos inclinados

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) * s}{\phi * f_y * d * (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Para estribos verticales cuando $\alpha = 90^\circ$

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) * s}{\phi * f_y * d}$$

Donde:

- A_v : Armadura del estribo por corte (cm^2).
- s : Separación de los estribos (cm).
- d : Peralte efectivo (cm).

- V_c : Resistencia nominal del hormigón al corte.

e) Armadura mínima por corte

La norma establece que la armadura mínima que se debe colocar para el esfuerzo cortante es la siguiente:

$$A_{v_{min}} = 0.20 \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s}{f_y} \geq 3.5 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

f) Separación mínima del acero de refuerzo por corte

La norma establece que los estribos no pueden ser colocados si se sobrepasan las siguientes separaciones:

$$S_{max} < \frac{d}{2} \qquad S_{max} < 60 \text{ cm}$$

Cuando: $V_s > \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, las separaciones deben reducirse a la mitad.

2.2.10.12. Flexión y carga axial

En las estructuras existen elementos de hormigón armado, que están solicitados por cargas axiales de compresión que actúan simultáneamente con los momentos flectores. Los elementos que trabajan a flexo-compresión se conocen generalmente como columnas de hormigón armado, las cuales comúnmente están ubicadas de forma vertical en las estructuras, con la función principal de resistir estas cargas y transmitir las mismas a los pisos inferiores y posteriormente hasta la fundación. De acuerdo a lo establecido por la Norma Boliviana del Hormigón Armado NB-1225001, la resistencia requerida en un elemento sujeto a carga axial de compresión y flexión, es:

$$\text{Resistencia Requerida} \leq \text{Resistencia de Diseño}$$

$$\text{Resistencia Requerida} \leq \phi (\text{resistencia Nominal})$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

La resistencia axial de diseño ϕP_n de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi P_{n,max}$ calculado con las siguientes ecuaciones.

Para elementos no pretensados con armadura en espiral:

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

Para elementos no pretensados con estribos:

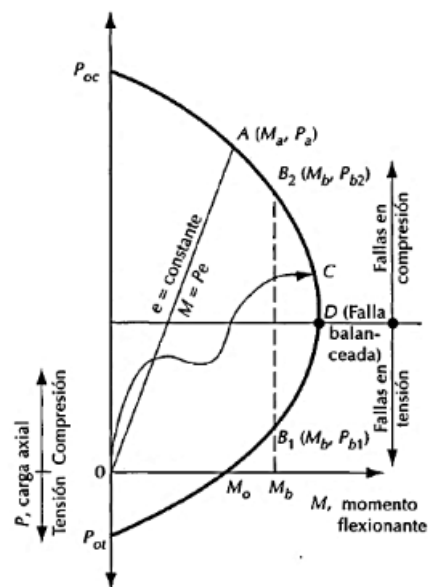
$$\phi P_{n,max} = 0.80 * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Donde:

- ϕ : 0.65 columnas con estribos.
- ϕ : 0.75 columnas con espirales (zunchos).

a) Diagrama de interacción de columnas

Figura 24: Diagrama de interacción de columnas



El diagrama de interacción en las columnas, es la representación gráfica de las posibles combinaciones de carga axial y momento flexionante, que necesita un elemento flexo-comprimido para alcanzar su resistencia.

b) Efectos de esbeltez

Se entiende por efecto de esbeltez la reducción de resistencia de un elemento sujeto a la compresión axial o flexo compresión, debida a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

El dimensionamiento de columnas esbeltas suele hacerse con métodos simplificados, en los que no es necesario desarrollar análisis de segundo orden. Estos métodos pueden reunirse en 3 grupos:

- Método de Amplificación de Momentos.
- Método del Momento Complementario.
- Método del Factor de Reducción.

Para considerar los efectos de esbeltez la Norma Boliviana del Hormigón Estructural permite basar el diseño de elementos comprimidos a partir del Método de Amplificación de Momentos.

1) Método de ampliación de momentos

La Norma Boliviana recomienda tomar en cuenta los efectos esbeltez cuando:

$$\lambda = \frac{K * l}{r} > 22$$

Donde:

λ : Esbeltez

K: Factor de longitud efectiva

l: Longitud no apoyada del elemento a compresión

r: Radio de giro de la sección

Este método consiste en obtener el valor de la carga axial, y el momento flexionante, en las columnas de una estructura por medio de un análisis de primer orden, y dimensionar las columnas para el mismo valor de P y para un momento amplificado, δM , donde δ es un factor siempre igual o mayor a la unidad.

$$M_{\max} = \delta * M$$

Donde:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}}$$

El valor de C_m siempre es igual a la unidad, ya que en estas columnas el momento máximo de segundo orden ocurre en la misma sección que el momento máximo de primer orden. La carga crítica de pandeo o carga crítica de Euler, P_c , se obtiene de la siguiente manera:

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(K * l)^2}$$

El cálculo de EI se realiza con la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{2.5 * (1 + \beta_d)}$$

Donde:

- E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.
- I_g : Momento de inercia de la sección gruesa.
- β_d : Relación entre el momento producido por la carga muerta y el momento total.

2.2.10.13. Diseño de Fundaciones

Se denomina fundación a la parte de la estructura cuya misión es transmitir las cargas de la edificación al suelo.

Para diseñar los elementos de fundación, es necesario conocer el comportamiento más real de la interacción: carga – estructura – cimiento – suelo.

a) Criterios para la elección del tipo de fundación

Para seleccionar un cimiento, es recomendable tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Realizar un estudio completo y detallado del suelo de fundación.
- Conocer el tipo de estructura a construir, número de plantas, si existen subsuelos y su destino.
- Determinar las cargas aproximadas que el suelo recibirá a través de las fundaciones.
- Determinar el comportamiento estructural: estructura-cimiento-suelo.
- Espaciamiento entre las columnas.
- Seleccionar la mejor alternativa en función a costo y diseño.

Se recomienda calcular:

Fundaciones Directas. - Cuando las cargas de la construcción no son muy grandes y las dimensiones de los edificios no requieren de cargas exageradas.

Fundaciones Indirectas. - Cuando el terreno apto para fundar se encuentra a mucha profundidad, no resultan económicas las soluciones antes vistas, entonces es conveniente recurrir al uso de pilotes o pilotines.

En el diseño de fundaciones se deben tomar muy en cuenta el tipo de estructura, el tipo de cimiento y la rigidez de ambos elementos, las cargas externas actuantes, la capacidad resistente y los asentamientos del suelo de fundación.

b) Losa de fundación

Una losa de fundación es una losa armada en dos direcciones ortogonales, de grandes dimensiones, que sirve de fundación a un grupo de columnas o muros.

Se prefiere recurrir al uso de losas de fundación por las ventajas que ofrecen de una mayor rigidez de conjunto y un mejor comportamiento estructural, especialmente en los siguientes casos:

- Cuando el suelo de fundación ofrece limitada capacidad portante.
- Para evitar asentamientos considerables si el subsuelo presenta zonas débiles.

- Si existe la posibilidad de ascenso del nivel freático, con una subpresión que puede levantar las bases aisladas poco cargadas.
- Como apoyo de muros y columnas muy cargados, cuyas bases independientes exigen un área en planta que supera el 50% del área promedio.

1) Análisis de la losa

Conocidas las dimensiones de la losa, se determina el peralte efectivo a utilizar (d), para lo cual, es necesario realizar lo siguiente:

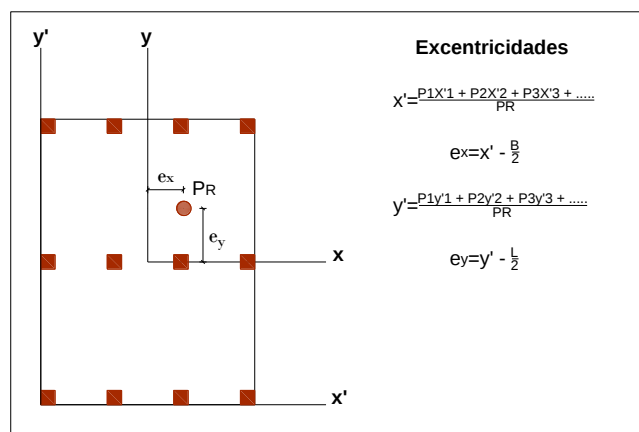
- Obtención de la carga resultante
- Momentos de inercia (I_x , I_y)
- Excentricidades (e_x y e_y)

Debido a que se obtiene una carga resultante, es necesario referenciarla con respecto al centro geométrico de la losa; por tanto, se utiliza un nuevo eje de coordenadas.

Con respecto al eje inicial, se sigue utilizando, pero ahora se considera como un eje secundario y se denota como el eje X e Y .

Para poder saber la ubicación de la carga resultante (PR) es necesario calcular momentos con respecto al eje, inicial ahora el eje (X' , Y').

Figura 25: Referencia de los ejes en la losa de fundación



Se obtienen las excentricidades con respecto al centro geométrico de la losa con las siguientes expresiones:

$$e_x = X_R - X_g$$

$$e_y = Y_R - Y_g$$

Para poder determinar la presión en cada uno de los puntos, se toma en cuenta el signo de los momentos involucrados ya que, dependiendo del punto que se vaya analizar, las fibras de éste pudieran estar en tensión o compresión. Para ello se usa la siguiente expresión:

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x * Y}{I_x} \pm \frac{M_y * X}{I_y}$$

2) Verificación al Punzonamiento

Debido a la acción de las cargas externas en la losa, se debe verificar el esfuerzo por punzonamiento en la misma para un correcto diseño, este esfuerzo debe ser calculado a una distancia $d/2$ (d = peralte efectivo de la losa) medido desde la cara lateral de la columna.

$$V_{c_{adm}} = 1.06 * \sqrt{f'_c}$$

2.2.11. Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.

- Medición y forma de pago.

2.2.12. Precios Unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

Un precio unitario se halla formado por la adición de los siguientes rubros:

- a) Costo de materiales
- b) Costo de mano de obra.
- c) Desgaste de herramientas y o reposición de equipos.
- d) Gastos generales.
- e) Utilidad.

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad el 7%. Para los impuestos se toma un valor de IVA del 14.94% y un valor de IT de 3.09%.

2.2.13. Cómputos Métricos

Los cómputos métricos se reducen a la medición de longitudes, superficies y volúmenes de las diferentes partes de la obra, recurriendo para ello a la aplicación de fórmulas geométricas y trigonométricas.

2.2.14. Presupuesto del proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de

los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

Para el desarrollo de una buena evaluación económica se utiliza el método de los precios unitarios el cual se basa en cubicar los ítems de la obra, cuantificar los insumos de materiales que se requiera para construir una unidad de cada determinado ítem, valorar la unidad más gastos de impuestos, mano de obra, gastos administrativos y utilidades, para finalmente multiplicar estos precios unitarios por los volúmenes de la obra y con esto se suman todos los valores de los ítems en conjunto y se estima el precio total de la obra.

2.2.15. Cronograma de Ejecución

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del proyecto.

La representación se la realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación el cual muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

CAPÍTULO 3

INGENIERÍA DE PROYECTO

CAPÍTULO III. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. Ingeniería del proyecto

3.1. Levantamiento topográfico

El análisis del levantamiento topográfico se verá en el ANEXO 1

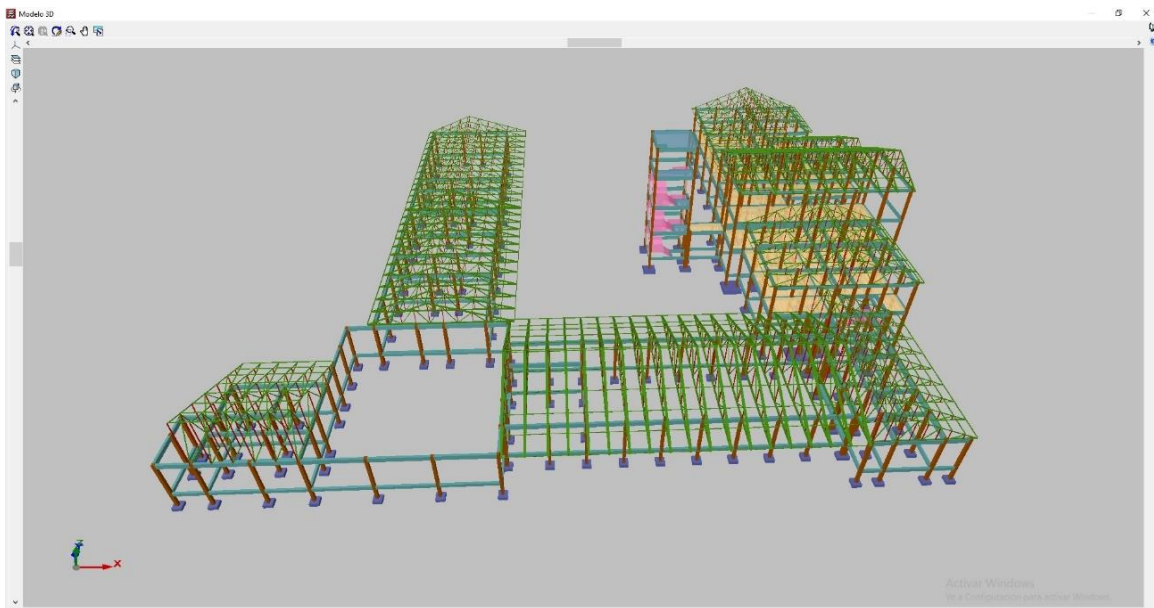
3.2. Análisis de suelo

El análisis del suelo se verá en el ANEXO 2

3.3. Análisis de la estructura de sustentación

El modelo estructural está compuesto de elementos de hormigón armado, que fueron diseñados de acuerdo a especificaciones y limitaciones de la normativa adoptada, se tomó de cada elemento estructural aquel que tenga la máxima solicitación para su verificación estructural.

Figura 26: Estructura Internado Municipio de Entre Ríos



3.3.1. Cubierta de calamina con estructura metálica

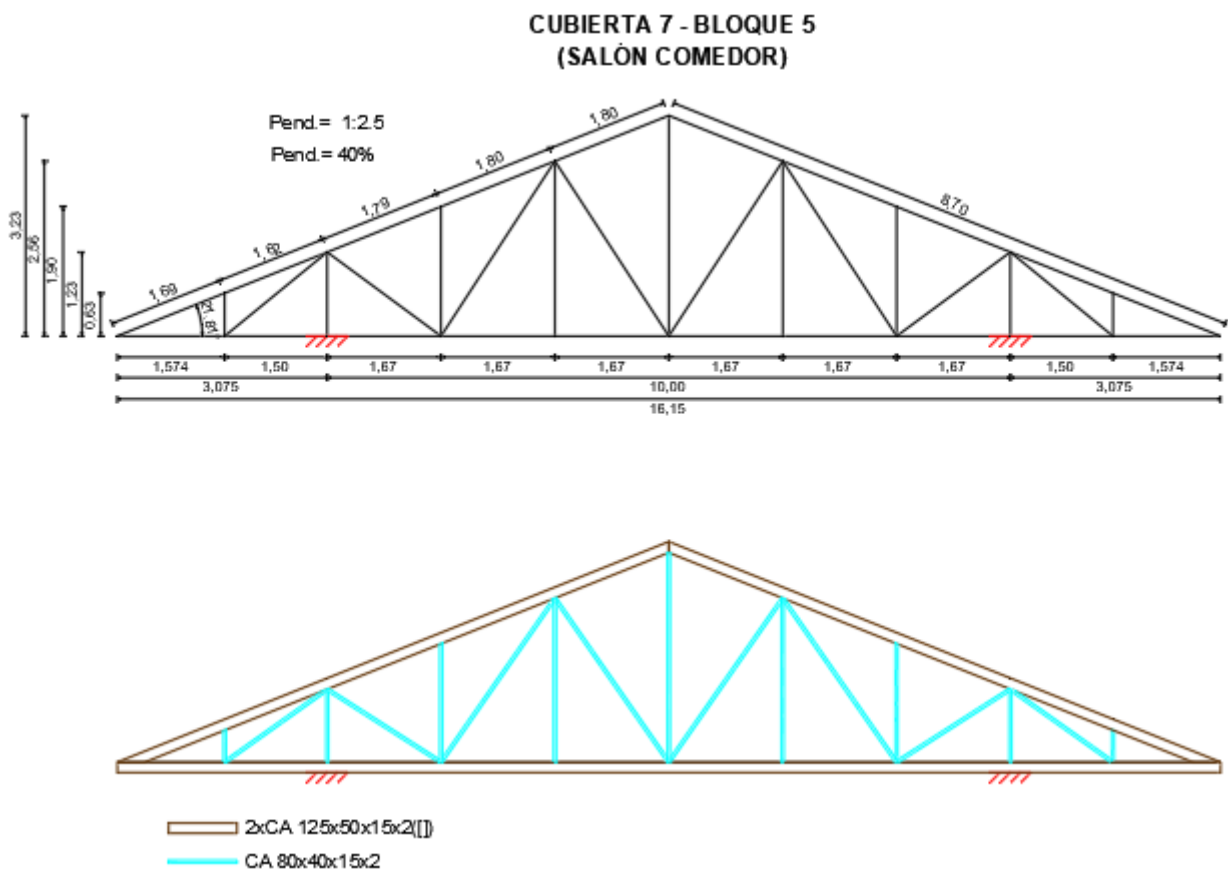
La cubierta diseñada y calculada por cerchas con elementos de perfil metálico tipo costanera, con perfiles de acero conformados en frío siguiendo la normativa americana AISI/S100-2007 (LRFD) y para acero laminado en caliente la norma

americana ANSI/AISC 360-10 (LRFD), la soldadura estará de acuerdo a la recomendada por la NB-1225001 que es: AWS D1.1/D1.1M (American Welding Society).

3.3.2. Especificaciones y materiales de la cubierta metálica

- ✓ Cubierta de calamina galvanizada # 28
- ✓ Correas perfil tipo costanera (CA 36 KSI)
- ✓ Cercha metálica tipo PRATT de perfil costanera
- ✓ Sobrecarga de uso según norma (APNB-1225002-1)
- ✓ Sobrecarga de viento según norma (APNB-1225003-1)

Figura 27: Estructura de la cubierta 7 – bloque 5



3.3.2.1. Características de la cercha metálica (cubierta 7 - bloque 5)

Es la cubierta más solicitada del proyecto, en el sector del salón comedor.

- Longitud de la cercha = 16,15 m
- Ángulo de inclinación = 21,81°
- Separación de las cerchas = 1,50 m
- Separación de correas = 1,64 m

3.3.2.2. Cargas que actúan en el techo

Se cuenta con los siguientes datos:

Carga Muerta (CM) = 0,1 KN/m²Tablas y Ábacos

Sobre Carga de Uso (CV) = 0,5 KN/m²Tablas y Ábacos

Sobre Carga de Nieve (N1) = 0,9 KN/m²Tablas y Ábacos

Sobre Carga de Viento (V1) = 0,33 KN/m².....Tablas y ábacos

• Presión dinámica del viento (NB 1225003-1)

Velocidad del viento (Entre Ríos – Tarija): $V = 41,6 \text{ m/s}$

Factor de direccionalidad del viento: $K_d = 0,85$

Factor de Importancia: $I = 1$

Categoría de exposición: Categoría = B

Factor topográfico $K_{zt} = 1$

Constantes de exposición del terreno $\alpha = 7$ y $Z_g = 366 \text{ m}$

Coeficiente de exposición $K_z = 0,59$

Presión dinámica ($q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$) $q_z = 53,95 \text{ kg/cm}^2$

Presión de diseño del viento: $P = q \cdot G \cdot C_p - q_i \cdot (G C_{pi})$

Donde :

$q = q_z$ (barlovento)

$q_i = q_z$ (del último nivel)

Factor de efecto de ráfaga	$G = 1$
Coeficiente de presión interna	$GC_{pi} = -0,55$
Coeficiente de presión externa (barlovento)	$CP = 0,07$
Coeficiente de presión externa (sotavento)	$CP = -0,6$

Presión de diseño a barlovento: $0,33 \text{ KN/m}^2$ ✓

Presión de diseño a sotavento: $-0,03 \text{ KN/m}^2$

3.4. Simultaneidad de las acciones

En el cálculo de una estructura se considerarán los casos de cargas combinadas de acuerdo a lo prescrito en las normas de estructuras de hormigón, metálicas, madera, etc.

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (3-1) a (3-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

Estructura vacía: $U = 1,4 (D + F)$ (3-1)

Estructura con sobrecargas: $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (3-2)

Estructura de cubierta: $U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,8 W)$ (3-3)

Acción de viento: $U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (3-4)

Acción sísmica: $U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$ (3-5)

Acción de viento + empujes de suelo: $U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$ (3-6)

Acción sísmica + empujes de suelo: $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (3-7)

Donde:

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D = Cargas muertas.

F = Cargas debido al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial y retracción del hormigón de retracción compensada.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo u otros materiales.

S = Cargas por nieve.

R = Cargas por lluvia.

W = Carga por viento.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

La sollicitación máxima del elemento se obtiene de la combinación de carga más desfavorable.

3.4.1. Diseño de la correa

❖ Considerando el diseño por flexión Asimétrica

❖ Descomposición de cargas. - Las cargas que se toman en cuenta para el diseño de correas son:

➤ Cargas muertas: $D = 0,10 \text{ KN/m}^2$

$$D_y = 0,10 * \cos 21,81 = 0,093 \text{ KN/m}^2$$

$$D_x = 0,10 * \sin 21,81 = 0,037 \text{ KN/m}^2$$

➤ Cargas vivas: $L = 0,50 \text{ KN/m}^2$

$$L_y = 0,50 * \cos 21,81 = 0,464 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 0,50 * \sin 21,81 = 0,186 \text{ KN/m}^2$$

➤ Cargas por nieve: $S = 0,90 \text{ KN/m}^2$

$$S_y = 0,90 * \cos 21,81 = 0,836 \text{ KN/m}^2$$

$$S_x = 0,90 * \sin 21,81 = 0,334 \text{ KN/m}^2$$

➤ Cargas por viento: $W = 0,33 \text{ KN/m}^2$

$$W_y = 0,33 * \cos 21,81 = 0,306 \text{ KN/m}^2$$

$$W_x = 0,33 * \sin 21,81 = 0,123 \text{ KN/m}^2$$

Las consideraciones de cargas según la norma AISI/S100-2007 (LRFD) a usarse en la combinación son las siguientes:

COMBINACIÓN DE CARGA EN (X)	CARGA MUERTA "D _x "	CARGA VIVA "L _x "	CARGA DE NIEVE "S _x "	CARGA DE VIENTO "W _x "	CARGA CRÍTICA "U _x "
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
$U_x = 1,4 D_x$	0,037	0,186	0,334	0,123	0,05
$U_x = 1,2 D_x + 1,6 L_x + 0,5 S_x$					0,51
$U_x = 1,2 D_x + 1,6 S_x + 1,0 L_x$					0,76
$U_x = 1,2 D_x + 1,0 W_x + 1,0 L_x + 0,5 S_x$					0,52

Tabla 10: Cargas críticas de la correa eje (x), Elaboración propia

Se obtiene la carga última $U_x = 0,76 \text{ KN/ m}^2$

COMBINACIÓN DE CARGA EN (Y)	CARGA MUERTA "D _y "	CARGA VIVA "L _y "	CARGA DE NIEVE "S _y "	CARGA DE VIENTO "W _y "	CARGA CRÍTICA "U _y "
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
$U_y = 1,4 D_y$	0,093	0,464	0,836	0,306	0,13
$U_y = 1,2 D_y + 1,6 L_y + 0,5 S_y$					1,27
$U_y = 1,2 D_y + 1,6 S_y + 1,0 L_y$					1,91
$U_y = 1,2 D_y + 1,0 W_y + 1,0 L_y + 0,5 S_y$					1,30

Tabla 11: Cargas críticas de la correa eje (Y), Elaboración propia

Se obtiene la carga última $U_Y = 1,91 \text{ KN/m}^2$

❖ **Carga lineal sobre la correa:**

$$Q_{Uy} = 1,91 \text{ KN/m}^2 * 1,64 \text{ m} = 3,13 \text{ KN/m}$$

$$Q_{Ux} = 0,76 \text{ KN/m}^2 * 1,64 \text{ m} = 1,25 \text{ KN/m}$$

Momento último. - Se obtiene el momento máximo en cada uno de los ejes.

Momento último en el eje y

$$M_{Uy} = \frac{1}{8} q_y L^2 = 0,88 \text{ KN. m}$$

Momento último en el eje x

$$M_{Ux} = \frac{1}{8} q_x L^2 = 0,35 \text{ KN. m}$$

Momento producido en la correa en el eje Y

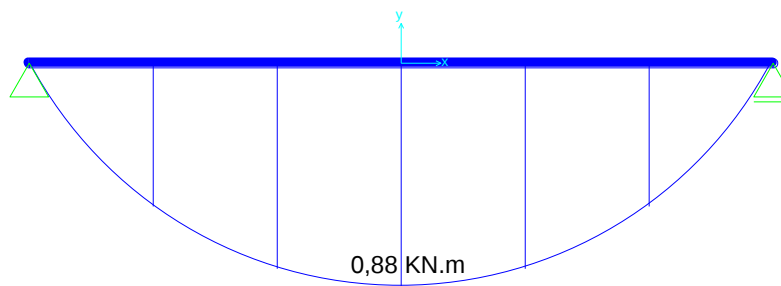


Ilustración 1: Diagrama momento en correa EJE Y, Elaboración propia

Diagrama de momento en la correa en el eje X

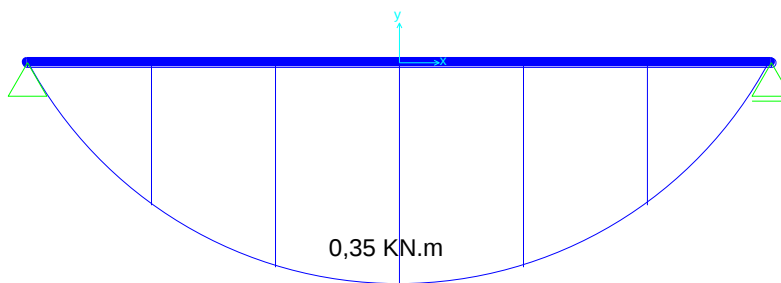


Ilustración 2: Diagrama momento en correa EJE X, Elaboración propia

Se toma en cuenta el mayor de los dos momentos calculados para la selección del perfil.

$$Z_y \geq \frac{M_{uy}}{\theta b \cdot F_y} = \frac{0,88 \text{ KN. m}}{0,9 \cdot 2530 \text{ kg/cm}^2} = 3,86 \text{ cm}^3$$

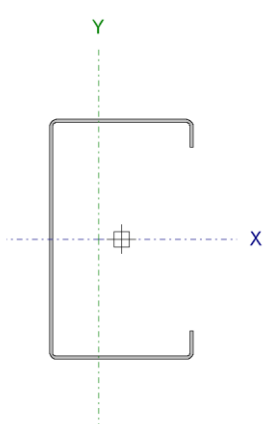
Propiedades del material: A-36

- Perfil tipo: CA 80x40x15x4
- Tensión de fluencia: $F_y = 36 \text{ ksi} \approx 2530 \text{ kg/cm}^2 \approx 250 \text{ Mpa}$
- Tensión de ruptura: $F_r = 4080 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 29000 \text{ ksi} \approx 2100000 \text{ kg/cm}^2 \approx 203000 \text{ Mpa}$
- Área de la sección transversal: $A = 6,32 \text{ cm}^2$
- Modulo resistente de la sección: $Z_y = 4,74 \text{ cm}^3$

Verificación:

$$Z_y \geq \frac{M_{uy}}{\theta b \cdot F_y}$$

$$4,74 \text{ cm}^3 \geq 3,86 \text{ cm}^3 \quad \text{¡Cumple!}$$

Perfil: CA 80x40x15x4 Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)										
	Propiedades				Características mecánicas					
	A	B	C	D	Peso	Área	I _{xx}	Z _x	I _{yy}	Z _y
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ³)
	80	40	15	4	4,96	6,32	61,8	15,45	12,14	4,74
Notas: (I): Inercia respecto al eje indicado (Z): Módulo resistente de la sección										

Momento nominal

$$M_{ny} = F_y \cdot Z_y = 11992,2 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{nx} = F_y \cdot Z_x = 39088,5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Verificando la resistencia

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1$$

Donde ϕ_b es un factor de resistencia según LRFD de valor 0,9 para vigas que están sometidas a flexión), se encuentra en la tabla del marco teórico

$$\left(\frac{0,35 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0,9 \cdot 39088,5 \text{ kg} \cdot \text{cm}} + \frac{0,88 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0,9 \cdot 11992,2 \text{ kg} \cdot \text{cm}} \right) \leq 1$$

$$0,91 \leq 1 \quad \text{!!Cumple la resistencia!!}$$

Porcentaje de resistencia = 91%

Estado límite de servicio

AISC limita la deflexión de las vigas que soportan techos o losas susceptibles de agrietarse, a L/360 y a L/300 corresponde a flechas máximas:

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de elasticidad del acero

Combinación de servicio: 1·D+1·L

Verificando a deflexión en “x”

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{150 \text{ cm}}{300} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{Ux} \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,027 \text{ cm}$$

$$f = 0,03 \text{ cm} < 0,50 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Verificando a deflexión en “y”

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{150 \text{ cm}}{300} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{Uy} \cdot L^4}{E \cdot I_y} = 0,336 \text{ cm}$$

$$f = 0,34 \text{ cm} < 0,50 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

3.4.2. Diseño de la cercha más solicitada

Los valores de las cargas consideradas en la cubierta 7 – bloque 5, por metro cuadrado.

Las cargas por unidad de superficie para una separación de cerchas de 1,50 m

Carga Muerta (CM) = $0,1 \text{ KN/m}^2 * 1,50 \text{ m} = 0,15 \text{ KN/m}$

Sobre Carga de Uso (CV) = $0,5 \text{ KN/m}^2 * 1,50 \text{ m} = 0,75 \text{ KN/m}$

Sobre Carga de Nieve (N1) = $0,9 \text{ KN/m}^2 * 1,50 \text{ m} = 1,35 \text{ KN/m}$

Sobre Carga de Viento (V1) = $0,33 \text{ KN/m}^2 * 1,50 \text{ m} = 0,50 \text{ KN/m}$

Referencias de nudos

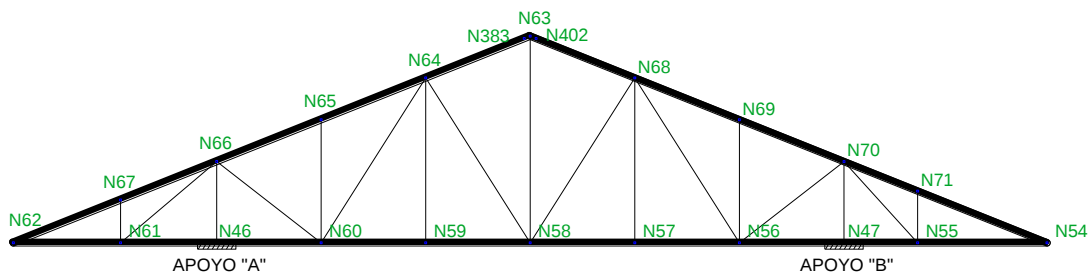


Ilustración 3: Nominación de los nudos de la cercha, fuente: elaboración propia.

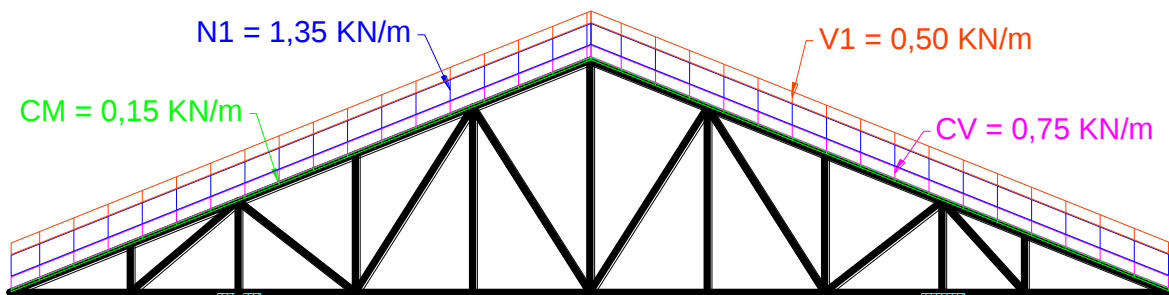


Ilustración 4: Nominación de las cargas, fuente: elaboración propia.

Cálculo de los esfuerzos en cada barra

Las fuerzas de tracción y compresión en cada una de las barras se determinaron por el método de los nudos.

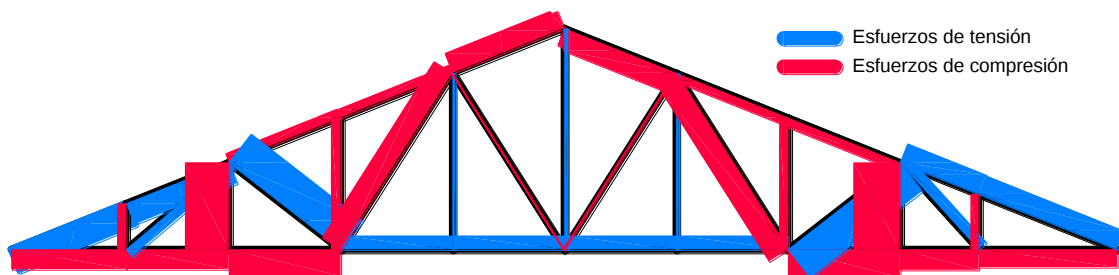


Ilustración 5: Esfuerzos axiales en las barras tensión y compresión.

Para el cálculo de esfuerzos en cada barra se realizó el programa cypecad v2019, que es una opción más que nos da el programa.

A continuación, se presenta la tabla de esfuerzos en las barras de la cercha más crítica.

Barra	η (%)	Esfuerzos pésimos		
		N (KN)	Vz (KN)	My (KN.m)
N62/N61	10,63	-9,918	0,278	0,31
N62/N67	6,06	10,591	0,026	0,03
N61/N67	18,56	-5,278	-0,056	0,04
N61/N46	24,11	-13,635	-1,544	-1,31
N61/N66	8,2	5,177	0,003	-0,01
N67/N66	12,19	10,671	-0,063	-0,05
N46/N66	59,32	-28,714	-0,059	0,04
N46/N60	20,57	-15,435	0,782	-0,84
N60/N66	29,95	22,403	-0,006	0,01
N66/N65	13,06	-5,261	0,002	
N60/N65	24,24	-5,952	-0,024	0,04
N60/N59	6,82	0,827	-0,208	0,29
N60/N64	78,16	-9,515		-0,01
N65/N64	5,5	-5,346	-0,029	0,03
N59/N64	0,98	0,301	-0,005	0,01
N59/N58	4,57	0,827	-0,139	0,06
N58/N64	6,22	-0,543	-0,006	0,01
N64/N383	7,02	-10,772	0,014	0,01
N383/N63	13,81	-9,613	0,002	-0,02
N58/N63	2,12	1,267	0,005	0,01
N58/N57	4,56	0,821	0,139	0,06
N58/N68	5,69	-0,476	0,006	-0,01
N63/N402	13,81	-9,613	-0,002	0,02

N402/N68	7,02	-10,771	-0,014	0,01
N57/N68	0,99	0,302	-0,005	0,01
N57/N56	6,82	0,821	0,208	0,29
N56/N68	79,16	-9,633		0,01
N68/N69	5,45	-5,236	0,028	-0,03
N56/N69	24,31	-5,949	-0,023	0,04
N56/N47	20,77	-15,643	-0,785	-0,84
N56/N70	30,18	22,543	0,007	0,01
N69/N70	13,16	-5,151		
N47/N70	60,6	-29,247	-0,066	0,05
N47/N55	21,88	-13,843	1,070	-1,07
N55/N70	9,49	6,595	-0,002	
N70/N71	11,25	9,139	0,041	0,04
N55/N71	19,28	-5,240	-0,064	0,04
N55/N54	9,96	-8,505	-0,310	0,33
N71/N54	6,06	9,058	-0,027	0,02

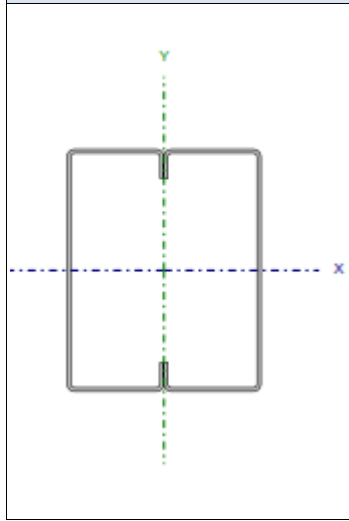
Tabla 12: Esfuerzos en las barras, Fuente Cypecad 2019.

3.4.3. Diseño de cordón superior

- **Diseño de Estados Límites Últimos**
- **Perfil de Diseño**

Para el diseño de estados límites últimos, se verificó con la sección costanera de doble en cajón soldado CA 125x50x15x2 mm, cuyas características geométricas son:

Perfil: CA 125x50x15x2, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo)
Material: Acero (A 36)

	Propiedades				Características mecánicas				
	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	Área (cm ²)	I _{XX} (cm ⁴)	Z _X (cm ³)	I _{YY} (cm ⁴)	Z _Y (cm ³)
	125	100	15	2	9,67	232,60	37,22	146,93	29,39
Notas: (I): Inercia respecto al eje indicado (Z): Módulo resistente de la sección									

3.4.3.1. Diseño a tracción

Para el diseño a tracción se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo D de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD);

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{T_f}{T_c} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \eta_T = \frac{2,46 \text{ KN}}{108,78 \text{ KN}} = 0,023 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

T_c : Resistencia de diseño a tracción.

- Esfuerzo solicitante pésimo (para la combinación de acciones):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \quad \longrightarrow \quad T_f = 2,46 \text{ KN}$$

$$T_c = \phi_t * T_n \quad \longrightarrow \quad T_c = 0,90 * 120,86 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad T_c = 108,78 \text{ KN}$$

Donde:

$\phi_t = 0.90$ Factor de resistencia para tracción.

La resistencia nominal a tracción (T_n)

$$T_n = A_g * F_y \longrightarrow T_n = 4,83 \text{ cm}^2 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow T_n = 120,86 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_g = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección bruta.}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

3.4.3.2. Diseño a compresión

Para el diseño a compresión se debe satisfacer con las especificaciones LRFD desarrolladas en el capítulo E de la ANSI/AISC 360-10 (LRFD);

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_c = \frac{7,61 \text{ KN}}{86,68 \text{ KN}} = 0,088 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

• Esfuerzo solicitante pésimo (para la combinación de acciones):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow P_f = 7,61 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c * P_n \longrightarrow P_c = 0,85 * 101,97 \text{ KN} \longrightarrow P_c = 86,68 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para compresión.}$$

• La resistencia nominal a compresión (P_n)

$$P_n = A_e * F_n \longrightarrow P_n = 4,20 \text{ cm}^2 * 242,73 \text{ Mpa} \longrightarrow P_n = 101,97 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_e = 4,20 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección eficaz.}$$

Para $\lambda_c \leq 1,5$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y \longrightarrow F_n = (0,658^{0,27^2}) * 250 \text{ Mpa}$$

$$F_n = 242,73 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \longrightarrow \lambda_c = \sqrt{\frac{250 \text{ Mpa}}{3544,47 \text{ Mpa}}} \longrightarrow \lambda_c = 0,27$$

Donde:

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

$$F_e = 3544,47 \text{ Mpa} \quad \text{Tensión elástica de pandeo a flexión.}$$

- Tensión crítica de pandeo (F_{crit}), tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \longrightarrow F_{ex} = 3544.47 \text{ Mpa} \quad \checkmark$$

Donde:

$$E = 203000 \text{ Mpa} \quad \text{Módulo de elasticidad.}$$

$$\lambda = 23.78 \quad \text{Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje X.}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \longrightarrow F_{ey} = 16519,19 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$E = 203000 \text{ Mpa} \quad \text{Módulo de elasticidad.}$$

$$\lambda = 11.01 \quad \text{Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje Y.}$$

3.4.3.3. Diseño a flexión alrededor del eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_B = \frac{0,05 \text{ KN.m}}{1,08 \text{ KN.m}} = 0,046$$

CUMPLE

- Resistencia a flexión crítica (M_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CM + 0,5 \cdot Qa + 1,6 \cdot CN \longrightarrow M_f = 0,05 \text{ KN.m}$$

- **Resistencia de diseño a flexión (M_c)**

$$M_c = \phi_b \cdot M_n \longrightarrow M_c = 0,95 \cdot 1,13 \text{ KN.m} \longrightarrow M_c = 1,08 \text{ KN.m}$$

Donde:

$\phi_b = 0,95$ Factor de resistencia para flexión.

$M_n = 1,13 \text{ KN.m}$ La resistencia a flexión nominal mínima.

- **Resistencia nominal de la sección:**

$$M_n = S_{ey} \cdot F_y \longrightarrow M_n = 4,53 \text{ cm}^3 \cdot 250 \text{ Mpa} \longrightarrow M_n = 1,13 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot x - I_{exy} \cdot y} \longrightarrow S_{ey} = 4,53 \text{ cm}^3$$

Donde:

$I_{ex} = 115,77 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje x.

$I_{ey} = 14,60 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje y.

$I_{exy} = 0,00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

$x = 32,24 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$y = 47,50 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

3.4.3.4. Diseño a corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_v = \frac{0,11 \text{ KN}}{11,97 \text{ KN}} = 0,009 \quad \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a cortante requerida (V_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow V_f = 0,11 \text{ KN}$$

- **Resistencia de diseño a cortante (V_c)**

$$V_c = \phi_v * V_n \longrightarrow V_c = 0,95 * 12,60 \text{ KN} \longrightarrow V_c = 11,97 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_v = 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para corte.}$$

$$V_n = 12,60 \text{ KN} \quad \text{La resistencia nominal a cortante (se escoge el menor de los valores calculados).}$$

- **Resistencia a cortante del alma (V_n):**

$$V_n = A_w * F_v \longrightarrow V_n = 0,84 \text{ cm}^2 * 150 \text{ Mpa} \longrightarrow V_n = 12,60 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_w = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$$A_w = h * t \longrightarrow A_w = 42 \text{ mm} * 2 \text{ mm} \longrightarrow A_w = 0,84 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$h = 42 \text{ mm} \quad \text{Altura del tramo recto del alma.}$$

$$t = 2 \text{ mm} \quad \text{Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$$\text{a) Para } \frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$$

$$F_v = 0,6 \cdot F_y \longrightarrow F_v = 0,6 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow F_v = 150 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$h = 42 \text{ mm} \quad \text{Altura del tramo recto del alma.}$$

$$t = 2 \text{ mm} \quad \text{Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

$K_v = 5,34$ Coeficiente de abolladura por cortante.

3.4.3.5. Diseño a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \longrightarrow \eta = 0,002 \quad \text{CUMPLE}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN$$

Donde:

a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left[\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right]^2 + \left[\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right]^2 = \left[\frac{0,05 \text{ KN.m}}{1,08 \text{ KN.m}} \right]^2 + \left[\frac{0,11 \text{ KN}}{11,97 \text{ KN}} \right]^2 = 0,002$$

Donde:

$M_{fy} = 0,05 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{cy} = 1,08 \text{ KN.m}$ Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$V_{fx} = 0,11 \text{ KN}$ Resistencia cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$V_{cx} = 11,97 \text{ KN}$ Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

3.4.3.6. Diseño a flexión combinada con compresión

b) Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\text{Si: } \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} \leq 0,15 \quad \frac{7,61 \text{ KN}}{0,85 * 101,97 \text{ KN}} = 0,088 \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} \cdot M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} \cdot M_{ny}} \leq 1$$

$$\eta = 0,132$$

CUMPLE

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN$$

Donde:

$\phi_c = 0,85$ Factor de resistencia para compresión.

$P_f = 7,61$ KN Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_n = 101,97$ KN Resistencia nominal a compresión.

$\phi_{bx} = 0,95$ Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$M_{fx} = 0,00$ KN.m Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{nx} = 4,65$ KN.m Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.

$\phi_{by} = 0,95$ Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$M_{fy} = 0,05$ KN.m Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ny} = 1,17$ KN.m Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

3.4.4. Diseño de cordón inferior

• Diseño de Estados Límites Últimos

• Perfil de Diseño

Para el diseño de estados límites últimos, se verificó con la sección costanera de doble en cajón soldado CA 125x50x15x2 mm, cuyas características geométricas son:

Perfil: CA 125x50x15x2, Doble en cajón soldado (Cordón discontinuo)
Material: Acero (A 36)

Propiedades				Características mecánicas				
A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	Área (cm ²)	I _{XX} (cm ⁴)	Z _X (cm ³)	I _{YY} (cm ⁴)	Z _Y (cm ³)
125	100	15	2	9,67	232,60	37,22	146,93	29,39
Notas: (I): Inercia respecto al eje indicado (Z): Módulo resistente de la sección								

3.4.4.1. Diseño a compresión

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \eta_c = \frac{7,39 \text{ KN}}{84,08 \text{ KN}} = 0,088 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

- Esfuerzo solicitante pésimo (para la combinación de acciones):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \quad \longrightarrow \quad P_f = 7,39 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c * P_n \quad \longrightarrow \quad P_c = 0,85 * 98,92 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad P_c = 84,08 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para compresión.}$$

- La resistencia nominal a compresión (P_n)

$$P_n = A_e * F_n \quad \longrightarrow \quad P_n = 4,20 \text{ cm}^2 * 235,45 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad P_n = 98,92 \text{ KN}$$

Donde:

$A_e = 4,20 \text{ cm}^2$ Área de la sección eficaz.

Para $\lambda_c \leq 1,5$

$$F_n = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \longrightarrow F_n = (0,658^{0,38^2}) * 250 \text{ Mpa}$$

$$F_n = 235,45 \text{ Mpa}$$

Donde:

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \longrightarrow \lambda_c = \sqrt{\frac{250 \text{ Mpa}}{1744,84 \text{ Mpa}}} \longrightarrow \lambda_c = 0,38$$

Donde:

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

$F_e = 1744,84 \text{ Mpa}$ Tensión elástica de pandeo a flexión.

• Tensión crítica de pandeo (F_{crit}), tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \longrightarrow F_{ex} = 8625,77 \text{ Mpa}$$

Donde:

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$\lambda = 15,24$ Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje X.

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \longrightarrow F_{ey} = 1744,84 \text{ Mpa} \quad \checkmark$$

Donde:

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$\lambda = 33,89$ Esbeltez modificada de la pieza compuesta respecto al eje Y.

3.4.4.2. Diseño a flexión alrededor del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_B = \frac{0,65 \text{ KN.m}}{4,42 \text{ KN.m}} = 0,148$$

CUMPLE

- Resistencia a flexión crítica (M_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow M_f = 0,65 \text{ KN.m}$$

- Resistencia de diseño a flexión (M_c)

$$M_c = \phi_b * M_n \longrightarrow M_c = 0,95 * 4,65 \text{ KN.m} \longrightarrow M_c = 4,42 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$\phi_b = 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para flexión.}$$

$$M_n = 4,65 \text{ KN.m} \quad \text{La resistencia a flexión nominal mínima.}$$

- Resistencia nominal de la sección:

$$M_n = S_{ex} * F_y \longrightarrow M_n = 18,61 \text{ cm}^3 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow M_n = 4,65 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot y - I_{exy} \cdot x} \longrightarrow S_{ex} = 18,61 \text{ cm}^3$$

Donde:

$$I_{ex} = 116,30 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento eficaz de inercia respecto al eje x.}$$

$$I_{ey} = 16,15 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento eficaz de inercia respecto al eje y.}$$

$$I_{exy} = 0,00 \text{ cm}^4 \quad \text{Producto eficaz de inercia.}$$

$$x = 11,57 \text{ mm} \quad \text{Distancia a la fibra externa en flexión.}$$

$$y = 62,50 \text{ mm} \quad \text{Distancia a la fibra externa en flexión.}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

3.4.4.3. Diseño a flexión alrededor del eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_B = \frac{0,01 \text{ KN.m}}{1,08 \text{ KN.m}} = 0,005 \quad \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a flexión crítica (M_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow M_f = 0,01 \text{ KN.m}$$

- Resistencia de diseño a flexión (M_c)

$$M_c = \phi_b * M_n \longrightarrow M_c = 0,95 * 1,13 \text{ KN.m} \longrightarrow M_c = 1,08 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$\phi_b = 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para flexión.}$$

$$M_n = 1,13 \text{ KN.m} \quad \text{La resistencia a flexión nominal mínima.}$$

- Resistencia nominal de la sección:

$$M_n = S_{ey} * F_y \longrightarrow M_n = 4,53 \text{ cm}^3 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow M_n = 1,13 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot x - I_{exy} \cdot y} \longrightarrow S_{ey} = 4,53 \text{ cm}^3$$

Donde:

$$I_{ex} = 115,77 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento eficaz de inercia respecto al eje x.}$$

$$I_{ey} = 14,60 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento eficaz de inercia respecto al eje y.}$$

$$I_{exy} = 0,00 \text{ cm}^4 \quad \text{Producto eficaz de inercia.}$$

$$x = 32,24 \text{ mm} \quad \text{Distancia a la fibra externa en flexión.}$$

$$y = 47,50 \text{ mm} \quad \text{Distancia a la fibra externa en flexión.}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

3.4.4.4. Diseño a corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_v = \frac{0,02 \text{ KN}}{11,97 \text{ KN}} = 0,001 \quad \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a cortante requerida (V_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow V_f = 0,02 \text{ KN}$$

- **Resistencia de diseño a cortante (V_c)**

$$V_c = \phi_v * V_n \longrightarrow V_c = 0,95 * 12,60 \text{ KN} \longrightarrow V_c = 11,97 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_v = 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para corte.}$$

$$V_n = 12,60 \text{ KN} \quad \text{La resistencia nominal a cortante (se escoge el menor de los valores calculados).}$$

- **Resistencia a cortante del alma (V_n):**

$$V_n = A_w * F_v \longrightarrow V_n = 0,84 \text{ cm}^2 * 150 \text{ Mpa} \longrightarrow V_n = 12,60 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_w = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$$A_w = h * t \longrightarrow A_w = 42 \text{ mm} * 2 \text{ mm} \longrightarrow A_w = 0,84 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$h = 42 \text{ mm} \quad \text{Altura del tramo recto del alma.}$$

$$t = 2 \text{ mm} \quad \text{Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$F_v = 0,6.F_y \longrightarrow F_v = 0,6 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow F_v = 150 \text{ Mpa}$$

Donde:

$h = 42 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma.

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

$K_v = 5,34$ Coeficiente de abolladura por cortante.

3.4.4.5. Diseño a corte en la dirección del eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_v = \frac{0,77 \text{ KN}}{33,35 \text{ KN}} = 0,023 \quad \text{CUMPLE}$$

• Resistencia a cortante requerida (V_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow V_f = 0,77 \text{ KN}$$

• **Resistencia de diseño a cortante (V_c)**

$$V_c = \phi_v * V_n \longrightarrow V_c = 0,95*35,10 \text{ KN} \longrightarrow V_c = 33,35 \text{ KN}$$

Donde:

$\phi_v = 0,95$ Factor de resistencia para corte.

$V_n = 35,10 \text{ KN}$ La resistencia nominal a cortante (se escoge el menor de los valores calculados).

• **Resistencia a cortante del alma (V_n):**

$$V_n = A_w * F_v \longrightarrow V_n = 2,34 \text{ cm}^2 * 150 \text{ Mpa} \longrightarrow V_n = 35,10 \text{ KN}$$

Donde:

$A_w = 2,34 \text{ cm}^2$ Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w = h * t \longrightarrow A_w = 117 \text{ mm} * 2 \text{ mm} \longrightarrow A_w = 2,34 \text{ cm}^2$$

Donde:

$h = 117 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma.

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$F_v = 0,6 \cdot F_y \longrightarrow F_v = 0,6 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow F_v = 150 \text{ Mpa}$$

Donde:

$h = 117 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma.

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

$K_v = 5,34$ Coeficiente de abolladura por cortante.

3.4.4.6. Diseño a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \longrightarrow \eta = 0,022 \quad \text{CUMPLE}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CM + 0,5 \cdot Qa + 1,6 \cdot CN$$

Donde:

a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left[\frac{M_{fx}}{M_{cx}} \right]^2 + \left[\frac{V_{fy}}{V_{cy}} \right]^2 = \left[\frac{0,65 \text{ KN.m}}{4,42 \text{ KN.m}} \right]^2 + \left[\frac{0,77 \text{ KN}}{33,35 \text{ KN}} \right]^2 = 0,022$$

Donde:

$M_{fx} = 0,65 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{cx} = 4,42 \text{ KN.m}$ Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

$V_{fy} = 0,77 \text{ KN}$ Resistencia cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$V_{cy} = 33,35 \text{ KN}$ Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

3.4.4.7. Diseño a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,001 \quad \text{CUMPLE}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN$$

Donde:

a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left[\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right]^2 + \left[\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right]^2 = \left[\frac{0,01 \text{ KN.m}}{1,08 \text{ KN.m}} \right]^2 + \left[\frac{0,02 \text{ KN}}{11,97 \text{ KN}} \right]^2 = 0,001$$

Donde:

$M_{fy} = 0,01 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{cy} = 1,08 \text{ KN.m}$	Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.
$V_{fx} = 0,02 \text{ KN}$	Resistencia cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.
$V_{cx} = 11,97 \text{ KN}$	Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

3.4.4.8. Diseño a flexión combinada con compresión

b) Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\text{Si: } \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} \leq 0,15 \quad \frac{7,39 \text{ KN}}{0,85 * 98,92 \text{ KN}} = 0,088 \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} \cdot M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad \eta = 0,241 \quad \text{CUMPLE}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN$$

Donde:

$\phi_c = 0,85$	Factor de resistencia para compresión.
$P_f = 7,39 \text{ KN}$	Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.
$P_n = 98,92 \text{ KN}$	Resistencia nominal a compresión.
$\phi_{bx} = 0,95$	Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.
$M_{fx} = 0,65 \text{ KN.m}$	Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.
$M_{nx} = 4,65 \text{ KN.m}$	Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.
$\phi_{by} = 0,95$	Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$M_{fy} = 0,01 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

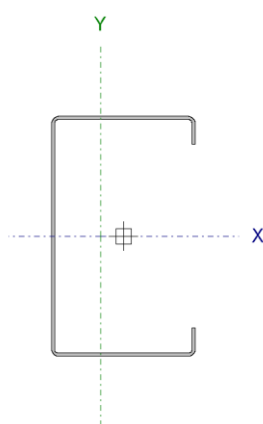
$M_{ny} = 1,17 \text{ KN.m}$ Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

3.4.5. Barra mas solicitada de la cercha (Barra N56 – N68)

• Diseño de Estados Límites últimos

• Perfil de Diseño

Para el diseño de estados límites últimos, se verificó con la sección costanera de CA 80x40x15x2 mm, cuyas características geométricas son:

Perfil:				CA				80x40x15x2					
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)													
				Propiedades				Características mecánicas					
				A	B	C	D	Peso	Área	I _{xx}	Z _x	I _{yy}	Z _y
				(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kg/m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ³)
				80	40	15	2	2,73	3,53	35,21	8,80	8.06	3,17
Notas:													
(I): Inercia respecto al eje indicado													
(Z): Módulo resistente de la sección													

3.4.5.1. Diseño a compresión

Se debe satisfacer:

$$\eta_c = \frac{P_f}{P_c} \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \eta_c = \frac{9,63 \text{ KN}}{12,88 \text{ KN}} = 0,748 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

P_f : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

P_c : Resistencia de diseño a compresión.

- Esfuerzo solicitante pésimo (para la combinación de acciones):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow P_f = 9,63 \text{ KN}$$

$$P_c = \phi_c * P_n \longrightarrow P_c = 0,85 * 15,15 \text{ KN} \longrightarrow P_c = 12,88 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_c = 0.85 \quad \text{Factor de resistencia para compresión.}$$

- **La resistencia nominal a compresión (P_n)**

$$P_n = A_e * F_n \longrightarrow P_n = 3,53 \text{ cm}^2 * 42,86 \text{ Mpa} \longrightarrow P_n = 15,15 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_e = 3,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección eficaz.}$$

Para $\lambda_c > 1,5$

$$F_n = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) * F_y \longrightarrow F_n = \left(\frac{0,877}{2,26^2} \right) * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow F_n = 42,86 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \longrightarrow \lambda_c = \sqrt{\frac{250 \text{ Mpa}}{48,87 \text{ Mpa}}} \longrightarrow \lambda_c = 2,26$$

Donde:

$$F_y = 250 \text{ Mpa} \quad \text{Límite elástico del acero.}$$

$$F_e = 48,87 \text{ Mpa} \quad \text{Tensión elástica de pandeo a flexión.}$$

- Tensión crítica de pandeo (F_{crit}), tomada como la menor de F_{ex} y F_{ey} .

$$F_{crit} = 48,87 \text{ Mpa} \quad \text{Tensión crítica de pandeo.}$$

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(K_x * L)^2} \longrightarrow F_{ex} = 213,50 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \longrightarrow r_x = \sqrt{\frac{35,21 \text{ cm}^4}{3,53 \text{ cm}^2}} \longrightarrow r_x = 31,56 \text{ mm}$$

Donde:

$I_x = 35,21 \text{ cm}^4$ Momento de inercia respecto al eje X.

$A = 3,53 \text{ cm}^2$ Área de la sección bruta.

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$K_x = 1,00$ Factor de longitud eficaz para el eje X.

$L = 3,057 \text{ m}$ Longitud de la barra.

$$F_{ey} = \frac{(\pi \cdot r_y)^2 \cdot E}{(K_y \cdot L)^2} \longrightarrow F_{ey} = 48,87 \text{ Mpa} \quad \checkmark$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \longrightarrow r_y = \sqrt{\frac{8,06 \text{ cm}^4}{3,53 \text{ cm}^2}} \longrightarrow r_y = 15,10 \text{ mm}$$

Donde:

$I_y = 8,06 \text{ cm}^4$ Momento de inercia respecto al eje Y.

$A = 3,53 \text{ cm}^2$ Área de la sección bruta.

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$K_y = 1,00$ Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$L = 3,057 \text{ m}$ Longitud de la barra.

3.4.5.2. Diseño a flexión alrededor del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_B = \frac{0,01 \text{ KN.m}}{2,09 \text{ KN.m}} = 0,005$$

CUMPLE

• Resistencia a flexión crítica (M_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CM + 0,5 \cdot Qa + 1,6 \cdot CN \longrightarrow M_f = 0,01 \text{ KN.m}$$

• Resistencia de diseño a flexión (M_c)

$$M_c = \phi_b \cdot M_n \longrightarrow M_c = 0,95 \cdot 2,20 \text{ KN.m} \longrightarrow M_c = 2,09 \text{ KN.m}$$

Donde:

$\phi_b = 0,95$ Factor de resistencia para flexión.

$M_n = 2,20 \text{ KN.m}$ La resistencia a flexión nominal mínima.

• **Resistencia nominal de la sección:**

$$M_n = S_{ex} \cdot F_y \longrightarrow M_n = 8,80 \text{ cm}^3 \cdot 250 \text{ Mpa} \longrightarrow M_n = 2,20 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot y - I_{exy} \cdot x} \longrightarrow S_{ex} = 8,80 \text{ cm}^3$$

Donde:

$I_{ex} = 35,21 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$I_{ey} = 8,06 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$I_{exy} = 0,00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

$x = 10,62 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$y = 40,00 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

3.4.5.3. Diseño a flexión alrededor del eje Y

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_B = \frac{0,02 \text{ KN.m}}{0,75 \text{ KN.m}} = 0,022$$

CUMPLE

• Resistencia a flexión crítica (M_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CM + 0,5 \cdot Qa + 1,6 \cdot CN \longrightarrow M_f = 0,02 \text{ KN.m}$$

• **Resistencia de diseño a flexión (M_c)**

$$M_c = \phi_b * M_n \longrightarrow M_c = 0,95 * 0,79 \text{ KN.m} \longrightarrow M_c = 0,75 \text{ KN.m}$$

Donde:

$\phi_b = 0,95$ Factor de resistencia para flexión.

$M_n = 0,79 \text{ KN.m}$ La resistencia a flexión nominal mínima.

• **Resistencia nominal de la sección:**

$$M_n = S_{ey} * F_y \longrightarrow M_n = 3,18 \text{ cm}^3 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow M_n = 0,79 \text{ KN.m}$$

Donde:

$$S_{ey} = \frac{I_{ex} \cdot I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} \cdot x - I_{exy} \cdot y} \longrightarrow S_{ey} = 3,18 \text{ cm}^3$$

Donde:

$I_{ex} = 35,21 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$I_{ey} = 8,06 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$I_{exy} = 0,00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

$x = 25,38 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$y = 25,00 \text{ mm}$ Distancia a la fibra externa en flexión.

$F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.

3.4.5.4. Diseño a corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 \longrightarrow \eta_v = \frac{0,02 \text{ KN}}{9,12 \text{ KN}} = 0,002 \quad \text{CUMPLE}$$

- Resistencia a cortante requerida (V_f), (para las combinaciones de carga LRFD):

$$1,2*PP + 1,2*CM + 0,5*Qa + 1,6*CN \longrightarrow V_f = 0,02 \text{ KN}$$

- **Resistencia de diseño a cortante (V_c)**

$$V_c = \phi_v * V_n \longrightarrow V_c = 0,95 * 9,60 \text{ KN} \longrightarrow V_c = 9,12 \text{ KN}$$

Donde:

$$\phi_v = 0,95 \quad \text{Factor de resistencia para corte.}$$

$$V_n = 9,60 \text{ KN} \quad \text{La resistencia nominal a cortante (se escoge el menor de los valores calculados).}$$

- **Resistencia a cortante del alma (V_n):**

$$V_n = A_w * F_v \longrightarrow V_n = 0,64 \text{ cm}^2 * 150 \text{ Mpa} \longrightarrow V_n = 9,60 \text{ KN}$$

Donde:

$$A_w = 0,64 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$$A_w = h * t \longrightarrow A_w = 32 \text{ mm} * 2 \text{ mm} \longrightarrow A_w = 0,64 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$h = 32 \text{ mm} \quad \text{Altura del tramo recto del alma.}$$

$$t = 2 \text{ mm} \quad \text{Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E \cdot k_v}{F_y}}$

$$F_v = 0,6 \cdot F_y \longrightarrow F_v = 0,6 * 250 \text{ Mpa} \longrightarrow F_v = 150 \text{ Mpa}$$

Donde:

$$h = 32 \text{ mm} \quad \text{Altura del tramo recto del alma.}$$

$$t = 2 \text{ mm} \quad \text{Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.}$$

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.
 $F_y = 250 \text{ Mpa}$ Límite elástico del acero.
 $K_v = 5,34$ Coeficiente de abolladura por cortante.

3.4.5.5. Diseño a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X

Se debe satisfacer:

$$\eta \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \eta = 0,001 \quad \text{CUMPLE}$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,4*PP + 1,4*CM$$

Donde:

a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left[\frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right]^2 + \left[\frac{V_{fx}}{V_{cx}} \right]^2 = \left[\frac{0,02 \text{ KN.m}}{0,75 \text{ KN.m}} \right]^2 + \left[\frac{0,02 \text{ KN}}{9,12 \text{ KN}} \right]^2 = 0,001$$

Donde:

$M_{fy} = 0,02 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{cy} = 0,75 \text{ KN.m}$ Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.

$V_{fx} = 0,02 \text{ KN}$ Resistencia cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$V_{cx} = 9,12 \text{ KN}$ Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.

3.4.5.6. Diseño a flexión combinada con compresión

b) Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\text{Si: } \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} > 0,15 \quad \frac{9,55 \text{ KN}}{0,85 \cdot 15,15 \text{ KN}} = 0,74 \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo, para la combinación de acciones:

$$1,2 \cdot PP + 1,2 \cdot CM + 0,5 \cdot Qa + 1,6 \cdot CN$$

$$\eta = \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} \cdot M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad \eta = 0,792 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

$\phi_c = 0,85$ Factor de resistencia para compresión.

$P_f = 9,55 \text{ KN}$ Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$P_n = 15,15 \text{ KN}$ Resistencia nominal a compresión.

$\phi_{bx} = 0,95$ Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.

$C_{mx} = 1,0$ Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje X.

$M_{fx} = 0,00 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{nx} = 2,20 \text{ KN.m}$ Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_f}{P_{Ex}} \longrightarrow \alpha_x = 1 - \frac{9,55 \text{ KN}}{75,46 \text{ KN}} \longrightarrow \alpha_x = 0,87$$

Donde:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot EI_x}{(K_x \cdot L)^2} \longrightarrow P_{Ex} = \frac{\pi^2 \cdot 203000 \text{ Mpa} \cdot 35,21 \text{ cm}^4}{(1 \cdot 3,057 \text{ m})^2} \longrightarrow P_{Ex} = 75,46 \text{ KN}$$

Donde:

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$I_x = 35,21 \text{ cm}^4$ Momento de inercia respecto al eje X.

$K_x = 1,0$ Factor de longitud eficaz para el eje X.

$L = 3,057 \text{ m}$ Longitud e la barra.

$\phi_{by} = 0,95$ Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.

$C_{my} = 1,0$ Coeficiente de momento en los extremos para flexión respecto al eje Y.

$M_{fy} = 0,02 \text{ KN.m}$ Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

$M_{ny} = 0,79 \text{ KN.m}$ Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_f}{P_{Ey}} \longrightarrow \alpha_y = 1 - \frac{9,55 \text{ KN}}{17,27 \text{ KN}} \longrightarrow \alpha_y = 0,45$$

Donde:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \cdot EI_y}{(K_y \cdot L)^2} \longrightarrow P_{Ey} = \frac{\pi^2 * 203000 \text{ Mpa} * 8,06 \text{ cm}^4}{(1 * 3,057 \text{ m})^2} \longrightarrow P_{Ey} = 17,27 \text{ KN}$$

Donde:

$E = 203000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad.

$I_y = 8,06 \text{ cm}^4$ Momento de inercia respecto al eje Y.

$K_y = 1,0$ Factor de longitud eficaz para el eje Y.

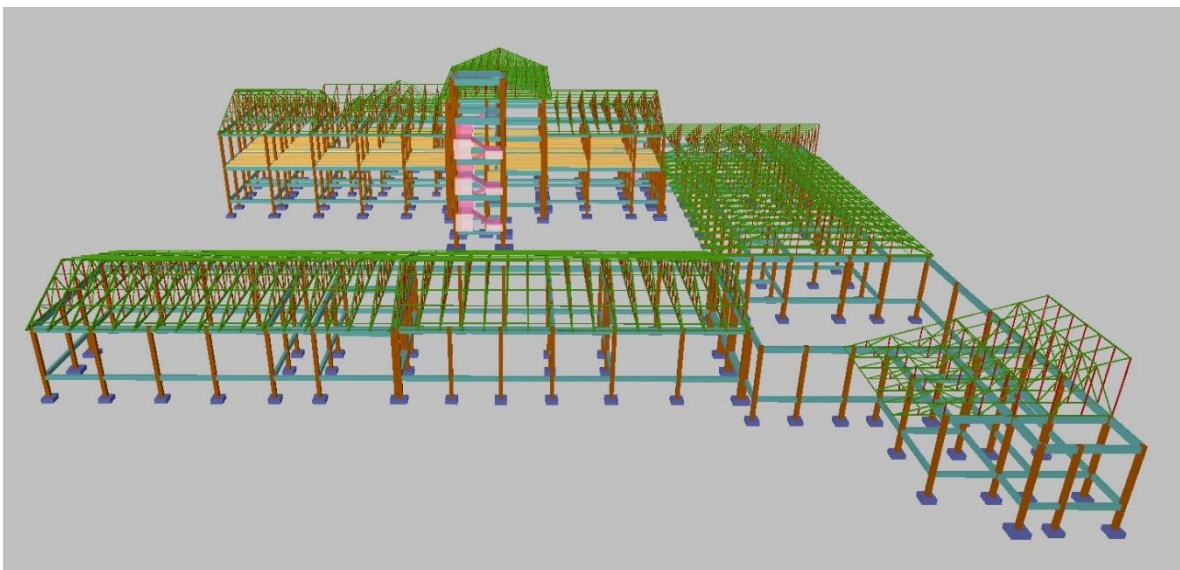
$L = 3,057 \text{ m}$ Longitud e la barra.

$$\eta_o = \frac{P_f}{\phi_c \cdot P_{no}} + \frac{M_{fx}}{\phi_{bx} \cdot M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_{by} \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad \eta_o = 0,15 \quad \text{CUMPLE}$$

Donde:

$\phi_c = 0,85$	Factor de resistencia para compresión.
$P_f = 9,55 \text{ KN}$	Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD.
$P_{no} = 88,36 \text{ KN}$	Resistencia nominal a compresión (con $F_n = F_y$).
$\phi_{bx} = 0,95$	Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.
$M_{fx} = 0,00 \text{ KN.m}$	Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.
$M_{nx} = 2,20 \text{ KN.m}$	Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X.
$\phi_{by} = 0,95$	Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.
$M_{fy} = 0,02 \text{ KN.m}$	Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.
$M_{ny} = 0,79 \text{ KN.m}$	Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y.

3.5. Modelo estructural



3.5.1. Losa alivianada (con vigueta pretensada)

Predimensionamiento

Capa de compresión para forjados alivianados según CBH-87 Art. 9.4.5.3.c $e \geq 3\text{cm}$

Capa de compresión: $e = 5,00\text{ cm}$.

Verificando la relación canto/luz para una losa alivianada.

Vigueta con mayor longitud: $L_n = 4,50\text{ m} = 450\text{ cm}$.

Resistencia del acero: $f_y = 500\text{ Mpa}$

Cumpliendo con las condiciones prescritas en NB 1225001; para f_y distinto de 420 Mpa, el valor de h se debe multiplicar por $(0,4 + f_y/700)$

Entonces: $h = \frac{L_n}{25} = \frac{450}{25} = 20,06\text{ cm}$ se asume una altura de 25 cm, para el diseño.

Metrado de cargas:

Distancia entre vigueta y vigueta: $0,50\text{ m} = 50\text{ cm}$

Carga muerta (D)

Contrapiso: $100\text{ kg/m}^2 \times 0,50\text{ m} = 50\text{ kg/m} = 0,49\text{ KN/m}$

Piso terminado: $30\text{ kg/m}^2 \times 0,50\text{ m} = 15\text{ kg/m} = 0,15\text{ KN/m}$

Tabiquería: $150\text{ kg/m}^2 \times 0,50\text{ m} = 75\text{ kg/m} = 0,74\text{ KN/m}$

Cielo raso: $31\text{ kg/m}^2 \times 0,50\text{ m} = 15,5\text{ kg/m} = 0,15\text{ KN/m}$

Entonces: la carga muerta (D) = $155,5\text{ kg/m} = 1,53\text{ KN/m}$.

Carga Viva (L)

Sobre carga S/C: $300\text{ kg/m}^2 \times 0,50\text{ m} = 150\text{ kg/m} = 1,47\text{ KN/m}$.

Carga Última (Wu)

$W_u = 1,2\text{ D} + 1,6\text{ L}$

$$W_u = 1,2 \times 155,5 \text{ kg/m} + 1,6 \times 150 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 426,6 \text{ kg/m} = 4,27 \text{ KN/m}$$

Momentos flectores por el método de coeficientes ACI-318-11

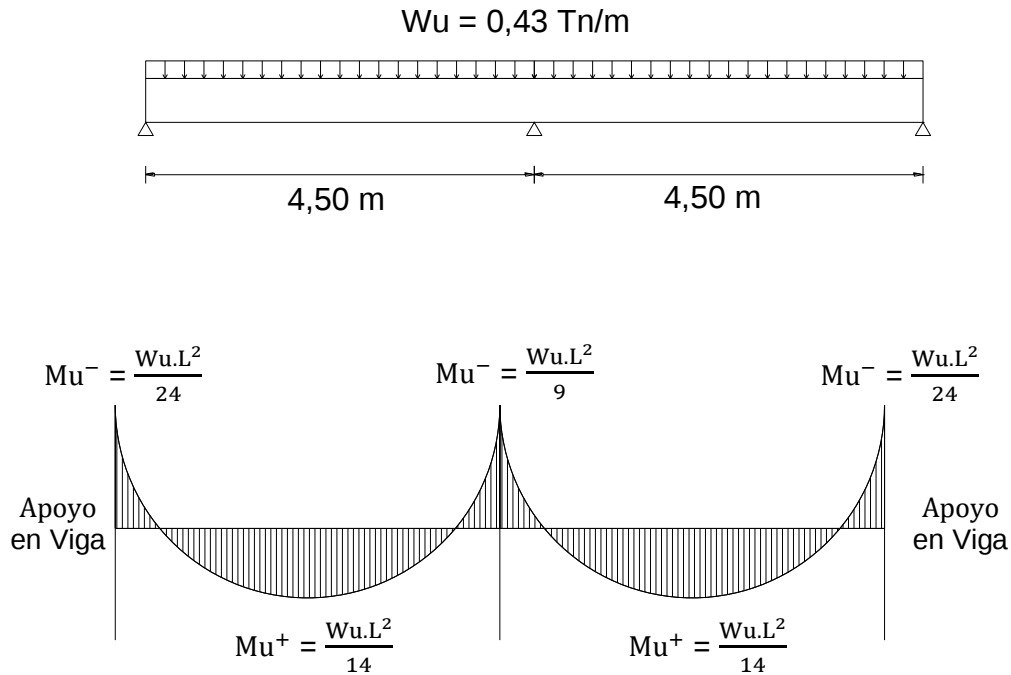


Ilustración 6: Diagrama de momentos flectores.

$$Mu^- = \frac{W_u.L^2}{24} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{24} = 0,36 \text{ Tn. m}$$

$$Mu^- = \frac{W_u.L^2}{9} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{9} = 0,97 \text{ Tn. m}$$

$$Mu^+ = \frac{W_u.L^2}{14} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{14} = 0,62 \text{ Tn. m}$$

$$Mu^- = \frac{W_u.L^2}{9} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{9} = 0,97 \text{ Tn. m}$$

$$Mu^- = \frac{W_u.L^2}{24} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{24} = 0,36 \text{ Tn. m}$$

$$Mu^+ = \frac{W_u.L^2}{14} = \frac{0,43 \times 4,50^2}{14} = 0,62 \text{ Tn. m}$$

Momentos Últimos [Tn.m]

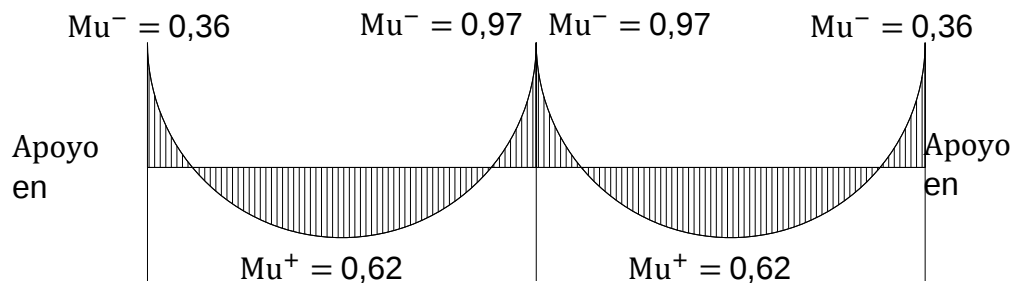


Ilustración 7: Diagrama de momentos últimos.

Distribución inicial de aceros

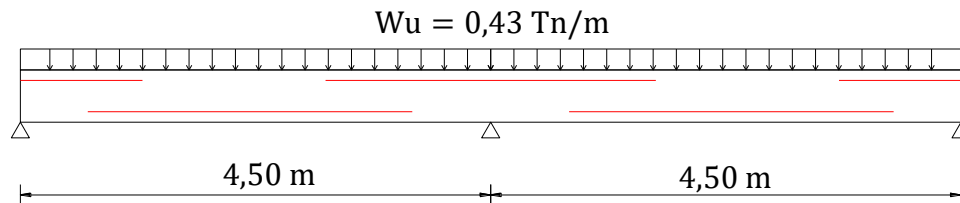


Ilustración 8: Distribución del acero.

Cálculo del acero central (-):

Hormigón: $f'c = 210$ kg/cm²

Acero: $fy = 5000$ kg/cm²

$$\phi = 0,9$$

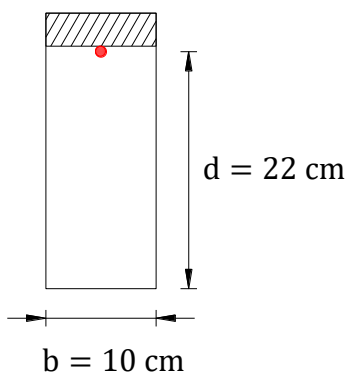


Ilustración 9: Dimensiones de la viga.

• **Acero negativo central:**

1° Asumir: "a" = 4,40 cm (20% de "d")

2° Calcular As:

$$As_1 = \frac{Mu}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As_1 = \frac{97000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{4,40 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$As_1 = 1,09 \text{ cm}^2$$

3° Verificando "a":

$$a = \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{1,09 \text{ cm}^2 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm}} = 3,05 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As = \frac{97000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{3,05 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$As = 1,05 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 1 \text{ } \emptyset \text{ 1/2" } = 1,27 \text{ cm}^2$$

• **Acero negativo extremos:**

1° Asumir: "a" = 4,40 cm (20% de "d")

2° Calcular As:

$$As_1 = \frac{Mu}{\phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As_1 = \frac{36000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{4,40 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_{s1} = 0,40 \text{ cm}^2$$

3° Verificando “a”:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0,40 \text{ cm}^2 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm}} = 1,12 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{36000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{1,12 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 0,37 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 5/16" = 0,49 \text{ cm}^2$$

• **Acero positivo:**

1° Asumir: “a” = 4,40 cm (20% de “d”)

2° Calcular A_s :

$$A_{s1} = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_{s1} = \frac{62000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{4,40 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_{s1} = 0,70 \text{ cm}^2$$

3° Verificando “a”:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{0,70 \text{ cm}^2 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 10 \text{ cm}} = 1,96 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{62000 \text{ kg. m}}{0,9 * 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(22 \text{ cm} - \frac{1,96 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 0,66 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$$

• **Verificando acero mínimo:**

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,7 * \sqrt{210} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 10 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 0,45 \text{ cm}^2 \quad \text{¡OK!}$$

• **Verificando acero máximo:**

$$A_{s_{\max}} = C * b * d \quad \text{donde: } C = 0,75 * P_b$$

$$P_b = \frac{\beta_1 * 0,85 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$A_{s_{\max}} = 0,75 * \frac{0,85 * 0,85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left(\frac{6000}{6000 + 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) * 10 \text{ cm} * 22 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\max}} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero

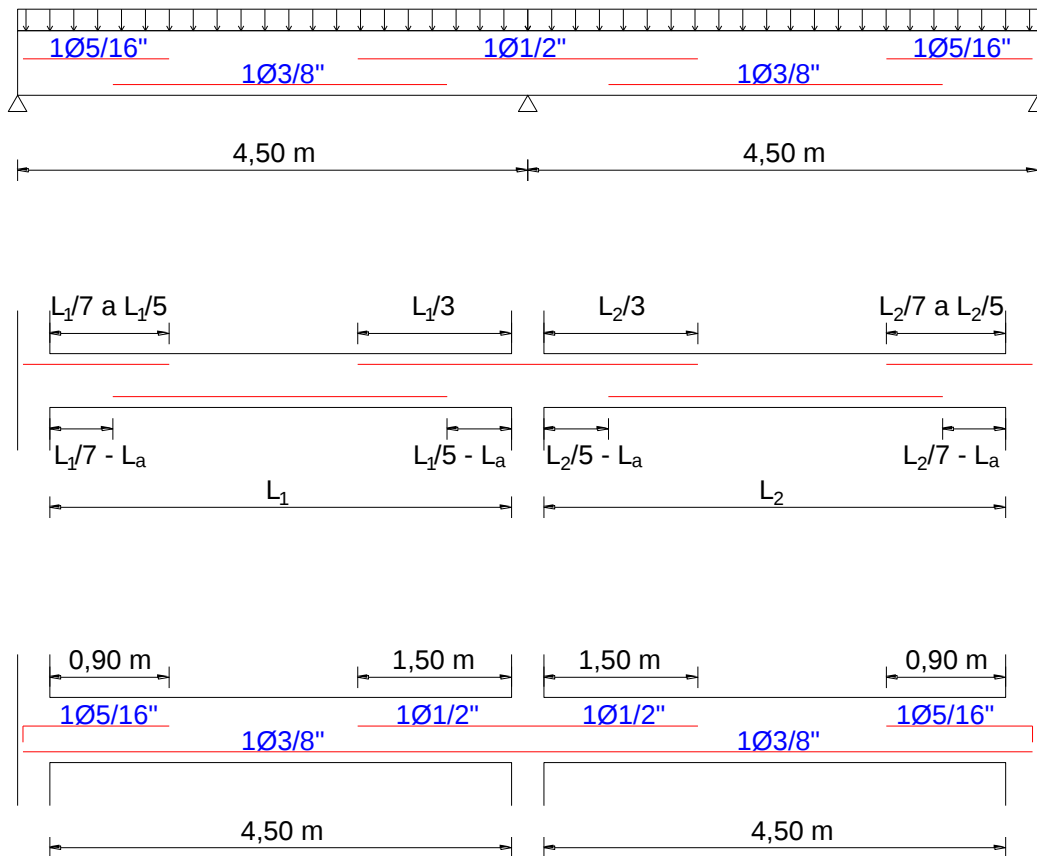


Ilustración 10: Distribución final del acero.

Esfuerzos cortantes

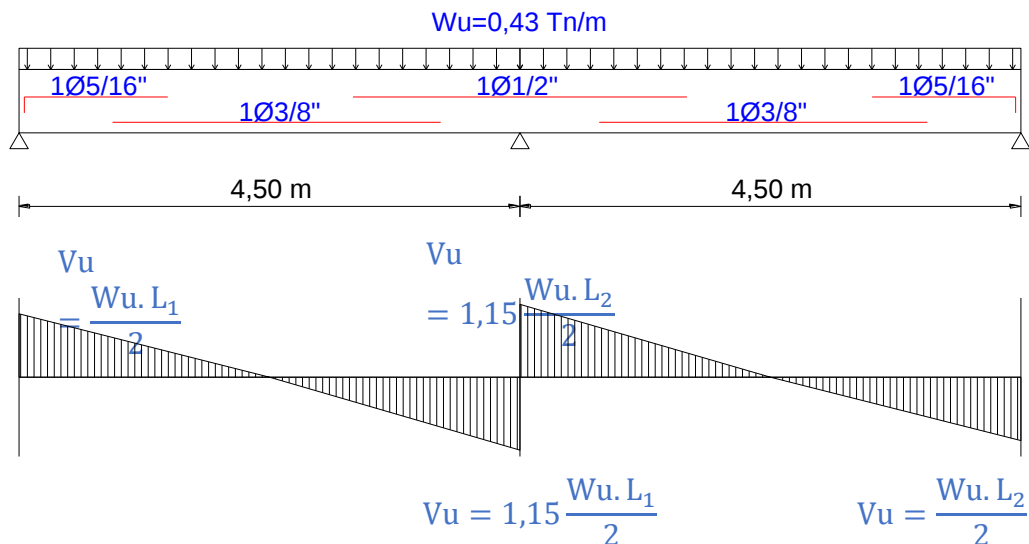


Ilustración 11: Diagrama de esfuerzos cortantes.

Verificamos cortante máximo (-):

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \quad \phi = 0,85$$

$$V_u = 1,15 * \frac{W_u * L_2}{2}$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_u = 1,15 * \frac{0,43 \frac{Tn}{m} * 4,50 m}{2}$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{210} \frac{kg}{cm^2} * 10cm * 22cm$$

$$V_u = 1,11 Tn$$

$$V_c = 1689,69 kg$$

$$V_u = 1110 kg \leq \phi \cdot V_c = 1436,24 kg \quad \text{¡OK!}$$

Cálculo de la Armadura de la Malla:

- $A_s = 1,8\% \cdot b \cdot t$

$$b = 1 m \text{ (ancho de franja)}$$

$$t = 5 cm \text{ (espesor de la carpeta de losa)}$$

$$A_s = 0,0018 * 100 cm * 5 cm$$

$$A_s = 0,90 cm^2$$

$$A_s \emptyset 6 = 0,28 cm^2$$

- $N^\circ \text{ barras} = \frac{A_s \text{ cálculo}}{A_s \emptyset}$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{0,90 cm^2}{0,28 cm^2}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 3,21$$

- $sep = \frac{\text{Ancho unitario}}{N^\circ \text{ barras}}$

$$sep = \frac{100 cm}{3,21}$$

$$sep = 31,15 cm$$

Adoptamos: **Fe Ø 6 c/30 cm**

Cálculo de la armadura mínima superior vigueta (refuerzo):

$$A_s = 3,33\text{‰} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,00333 \cdot 10 \text{ cm} \cdot 22 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adop.}} = \mathbf{1 \text{ } \varnothing 10 = 0,79 \text{ cm}^2}$$

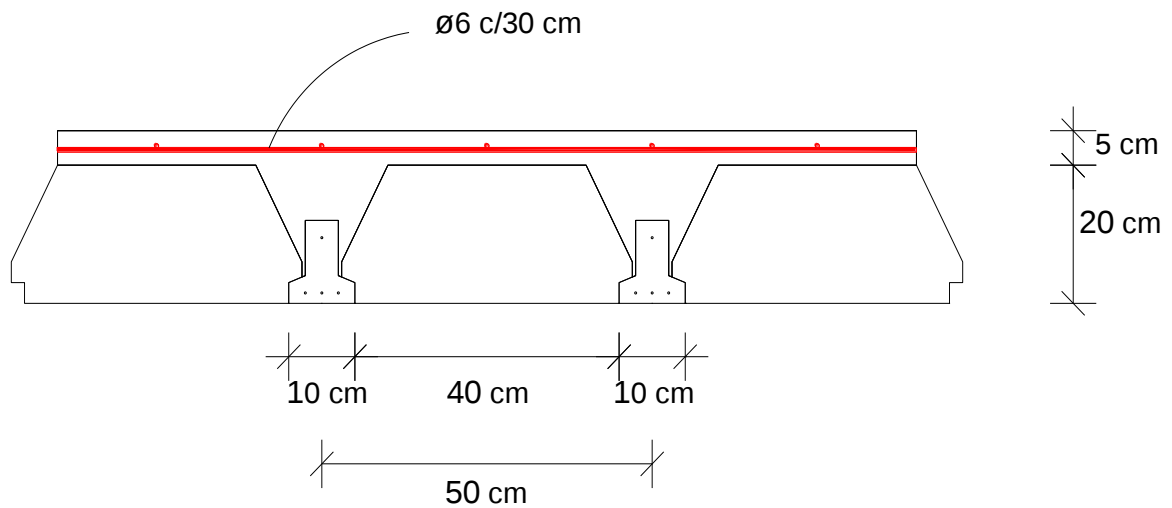
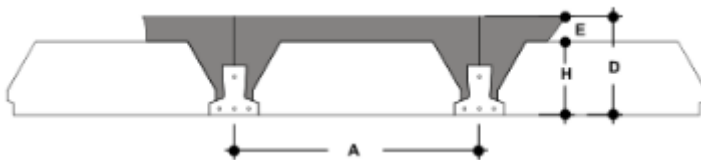


Ilustración 12: Esquema de losa alivianada, complemento de plastoformo

Datos del proveedor de viguetas:



Eje entre viguetas: $A = 50 \text{ cm}$

Carpeta de compresión: $E = 5 \text{ cm}$

Canto de bovedilla: $H = 20 \text{ cm}$

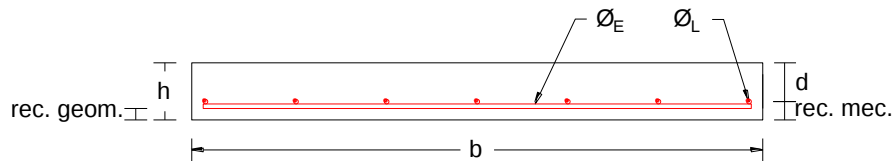
Ancho el nervio: $d = 8 \text{ cm}$

Peso propio: $P_p = 232 \text{ kg/m}^2 = 2,32 \text{ KN/m}^2$

Volumen de hormigón: $V_H = 0,084 \text{ m}^3/\text{m}^2$

3.5.2. Losa maciza de H° A°

Predimensionamiento



• Altura de losa

$$h = L/30 \longrightarrow h = 4,52 \text{ m}/30 = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \text{¡OK!}$$

Adoptamos: $h = 15 \text{ cm}$

• Recubrimiento mecánico

$$\text{rec. mec.} = \text{rec. geom.} + \phi_E + \frac{\phi_L}{2}$$

$$\text{rec. mec.} = 2 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm}/2 = 3,2 \text{ cm}$$

Datos:

$L = 452 \text{ cm}$ Longitud mayor de la losa

$r = 2 \text{ cm}$ Recubrimiento geométrico

$d = 11,8 \text{ cm}$ Altura útil

$b_w = 100 \text{ cm}$ Ancho unitario

$h = 15 \text{ cm}$ Alto de losa

$f'_c = 21 \text{ Mpa}$ Esfuerzo característico del H°

$f_y = 500 \text{ Mpa}$ Esfuerzo de fluencia del acero

$M_u = 3,5 \text{ KN.m}$ Momento último

$\phi = 0,9$

a) Hallando la altura del bloque de compresión “a”

Momento último: $M_u = \phi \cdot N_c \cdot z \longrightarrow M_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$

Igualando: $0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b} = 0$

Reemplazando: $0,5 \cdot a^2 - 11,8 \cdot a + 2,18 = 0$

Resolviendo la ecuación, mediante:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$a_1 = 23,41 \text{ cm}$$

$$a_2 = 0,19 \text{ cm} \quad \checkmark$$

b) Hallando la fuerza del bloque de compresión “Nc”

$$N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$N_c = 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 0,19 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}$$

$$N_c = 33,92 \text{ KN}$$

c) Hallando el área de acero “As”

$$\sum F_H = 0 \longrightarrow F_s = N_c \longrightarrow A_s \cdot f_y = N_c \longrightarrow A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_s = \frac{33,92 \text{ KN}}{500 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}}$$

$$A_s = 0,68 \text{ cm}^2$$

• **Armadura mínima**

$$A_{smin} = 2,8 \text{ ‰} \cdot b \cdot d \quad (A_s = 500 \text{ Mpa})$$

$$A_{smin} = 0,0028 * 100 \text{ cm} * 11,8 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 3,30 \text{ cm}^2$$

Elegir el mayor:
$$\begin{cases} A_{sc} = 0,68 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} = 3,30 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \end{cases}$$

d) Hallando la deformación del acero “Es”

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \longrightarrow \quad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$x = \frac{0,19 \text{ cm}}{0,85}$$

$$x = 0,22 \text{ cm}$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{E_c}{x} = \frac{E_c + E_s}{d} \quad \longrightarrow \quad E_s = \left(\frac{d}{x} - 1 \right) * E_c$$

La deformación del acero:

$$E_s = \left(\frac{d}{x} - 1 \right) * E_c \geq 7 \text{ ‰}$$

$$E_s = \left(\frac{11,8 \text{ cm}}{0,22 \text{ cm}} - 1 \right) * 3 \text{ ‰} \geq 7 \text{ ‰}$$

$$E_s = 155,4 \text{ ‰} \quad \geq \quad 7 \text{ ‰} \quad \text{¡Cumple!}$$

Entonces adopto: $A_s = 3,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 7 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 3,52 \text{ cm}^2$

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_{s\text{cálculo}}}{A_s \cdot \varnothing}$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{3,52 \text{ cm}^2}{0,5 \text{ cm}^2} = 7$$

$$\text{sep} = \frac{\text{Ancho unitario}}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 14,29 \text{ cm}$$

Adoptamos: Fe $\varnothing$ 8 c/15 cm.

La armadura se debe colocar para el sentido X y para el sentido Y de la losa.

3.5.3. Diseño estructural de vigas

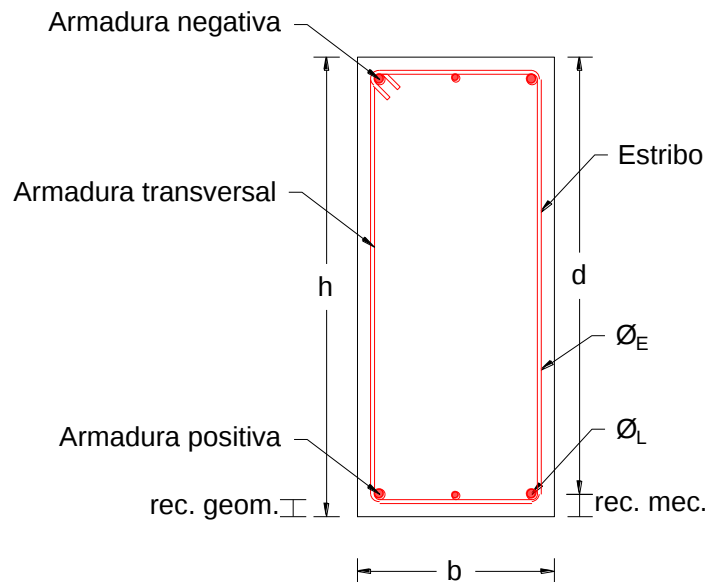


Ilustración 13: Dimensiones de la viga

Las cargas que actúan sobre las vigas son transversales al eje longitudinal de las mismas, generándose principalmente esfuerzos de flexión y cortantes.

En el diseño de vigas de hormigón armado a flexión, las propiedades de la sección transversal, en lo posible, se deben asegurar una falla por tracción, esto quiere decir que la tensión del acero, en el momento de la falla de la sección, alcance su tensión de fluencia ($f_s = f_y$).

Predimensionamiento

- Vigas para losa en una dirección $\longrightarrow$ Losa con vigueta pretensada.

Análisis de la viga más solicitada:

$$b_w = 30 \text{ cm} \longrightarrow b = 0,30 \text{ m}$$

$$h = L/10 = 6,50 \text{ m}/10 = 0,65 \text{ m} \longrightarrow h = 0,70 \text{ m}$$

$$L = 650 \text{ cm} \quad \text{Longitud de la viga.}$$

$$r = 2 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento geométrico.}$$

$$d = 63 \text{ cm} \quad \text{Altura útil de la viga.}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ Mpa} \quad \text{Esfuerzo característico del H}^\circ.$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ Mpa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del acero.}$$

$$M_u = 227,22 \text{ kN.m} \quad \text{Momento último.}$$

$$\phi = 0,90$$

Recubrimiento mecánico

$$\text{rec. mec.} = \text{rec. geom.} + \phi_E + \frac{\phi_L}{2}$$

$$\text{rec. mec.} = (8\% - 10\%)*h \longrightarrow \text{rec. mec} = 7 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec. mec.} \longrightarrow d = 63 \text{ cm}$$

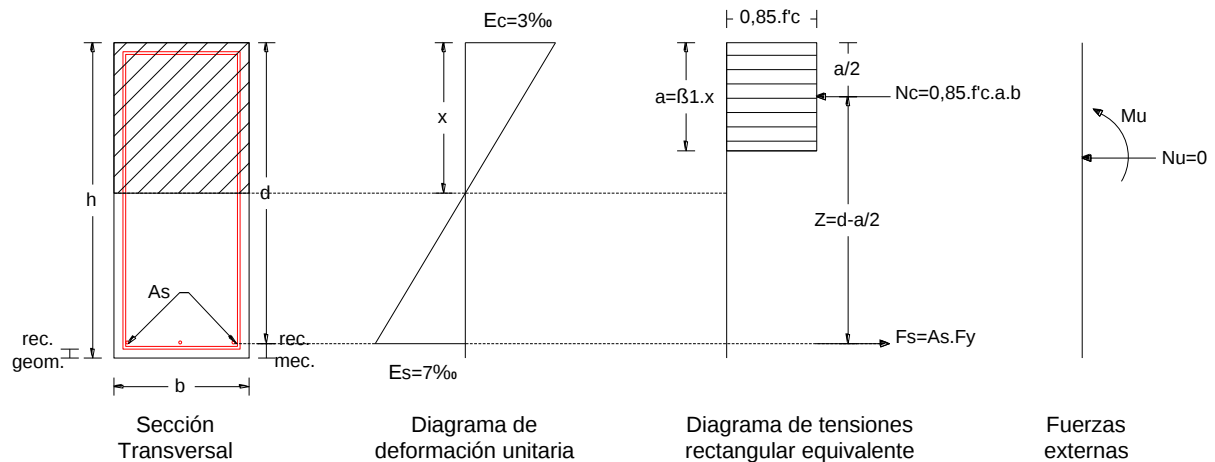


Ilustración 14: Tensión y deformación de la viga.

a) Hallando la altura del bloque de compresión “a”

$$\text{Momento último: } M_u = \phi \cdot N_c \cdot z \longrightarrow M_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Igualando: } 0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b} = 0$$

$$\text{Reemplazando: } 0,5 \cdot a^2 - 63 \cdot a + 471,46 = 0$$

Resolviendo la ecuación, mediante:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a}$$

$$a_1 = 118,01 \text{ cm}$$

$$a_2 = 7,99 \text{ cm} \quad \checkmark$$

b) Hallando la fuerza del bloque de compresión “Nc”

$$N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$N_c = 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 7,99 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}$$

$$N_c = 427,86 \text{ KN}$$

c) Hallando el área de acero “As”

$$\sum F_H = 0 \longrightarrow F_s = N_c \longrightarrow A_s \cdot f_y = N_c \longrightarrow A_s = \frac{N_c}{f_y}$$

$$A_s = \frac{427,86 \text{ KN}}{500 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}}$$

$$A_s = 8,56 \text{ cm}^2$$

• Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = 2,8 \% \cdot b \cdot d \quad (A_s = 500 \text{ Mpa})$$

$$A_{s_{\min}} = 0,0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Elegir el mayor: $\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = 8,56 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \\ A_{smin} = 5,29 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

d) Hallando la deformación del acero “Es”

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \longrightarrow \quad x = \frac{a}{\beta_1}$$

$$x = \frac{7,99 \text{ cm}}{0,85}$$

$$x = 9,40 \text{ cm}$$

Por relación de triángulos:

$$\frac{E_c}{x} = \frac{E_c + E_s}{d} \quad \longrightarrow \quad E_s = \left(\frac{d}{x} - 1 \right) * E_c$$

La deformación del acero:

$$E_s = \left(\frac{d}{x} - 1 \right) * E_c \geq 7 \text{ ‰}$$

$$E_s = \left(\frac{63 \text{ cm}}{9,40 \text{ cm}} - 1 \right) * 0,003 \geq 7 \text{ ‰}$$

$$E_s = 19,8 \text{ ‰} \quad \geq \quad 7 \text{ ‰} \quad \textcolor{green}{¡Cumple!}$$

Entonces adopto: $A_s = 8,56 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 3\emptyset 5/8'' (16\text{mm}) = 5,94 \text{ cm}^2 \\ 2\emptyset 3/4'' (20\text{mm}) = 5,70 \text{ cm}^2 \\ \hline 11,64 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

e) Armadura a cortante

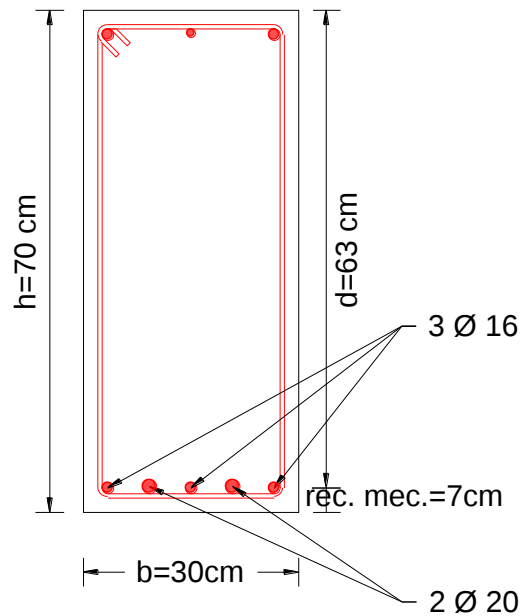


Ilustración 15: Detalle viga transversal.

Cortante última: $V_u = 248,11 \text{ KN}$

Factor de reducción de resistencia: $\phi = 0,75$

Factor de modificación: $\lambda = 1$

• Verificación del refuerzo por estribo

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

Entonces: $\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}$$

$$\phi \cdot V_c = 110,43 \text{ KN}$$

Verificando: $V_u \leq \phi \cdot V_c$

$$248,11 \text{ KN} \leq 110,43 \text{ KN} \quad \text{¡No Cumple!}$$

Cálculo de V_c :

$$\phi \cdot V_c = 110,43 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{110,43 \text{ KN}}{\phi}$$

$$V_c = \frac{110,43 \text{ KN}}{0,75}$$

$$V_c = 147,24 \text{ KN}$$

• **Cálculo del estribo**

Adoptando: $\phi = \frac{\phi_{Lmax}}{2}$

$$A_s = 2 \cdot A_{s\phi E}$$

$$\phi = \frac{1,6 \text{ cm}}{2}$$

$$A_s = 2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

$$\phi_E = 0,8 \text{ cm}$$

Entonces: $A_{s\phi E} = 0,5 \text{ cm}^2$

Separación: $sep = \frac{d \cdot A_s \cdot f_y}{\frac{V_u}{\phi} - V_c}$

$$sep = \frac{63 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}^2 \cdot 500 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}}{\frac{248,11 \text{ KN}}{0,75} - 147,24 \text{ KN}}$$

$$sep = 17,16 \text{ cm}$$

• **Separación máxima**

Debe cumplir:

$$V_s \leq 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

De la fórmula general despejamos "Vs":

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{248,11 \text{ KN}}{0,75} - 147,24 \text{ KN}$$

$$V_s = 183,57 \text{ KN}$$

Además:

$$0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$0,33 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}$$

$$285,82 \text{ KN}$$

Entonces: $V_s \leq 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$183,57 \text{ KN} \leq 285,82 \text{ KN} \quad \text{¡Cumple!}$$

La separación: $\longrightarrow$ La categoría de Diseño Sísmico es "C".

$$\text{sep} = \begin{cases} 8 \phi_L = 8 \cdot 1,6 \text{ cm} = 12,8 \text{ cm} & \checkmark \\ d/4 = 63 \text{ cm} / 4 = 15,75 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 24 \phi_E = 24 \cdot 0,8 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Se escoge el menor de todos: $\text{sep} = 12,8 \text{ cm}$

• Armado de la viga con análisis dinámico (con sismo)

_ Obtenemos los momentos últimos del programa cype cad:

Pórtico 87			Tramo: V-2271			Tramo: V-2272			Tramo: V-2273		
Sección			30x70			30x70			30x70		
Zona			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
	Momento mín.	[kN·m]	--	--	-228.27	-235.19	-184.85	-159.56	-137.72	--	-136.40
	x	[m]	--	--	6.51	0.00	0.58	1.08	0.00	--	5.99
	Momento máx.	[kN·m]	219.53	227.22	145.21	--	--	--	109.58	152.15	117.62
	x	[m]	2.10	2.60	4.35	--	--	--	1.83	3.08	4.08

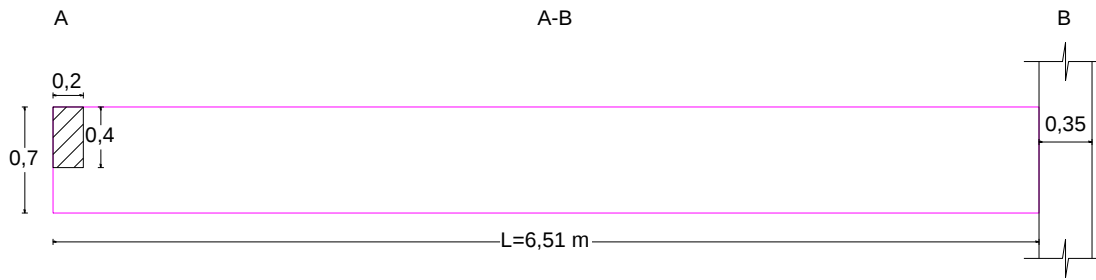


Ilustración 16: Viga 30x70 (V-2271).

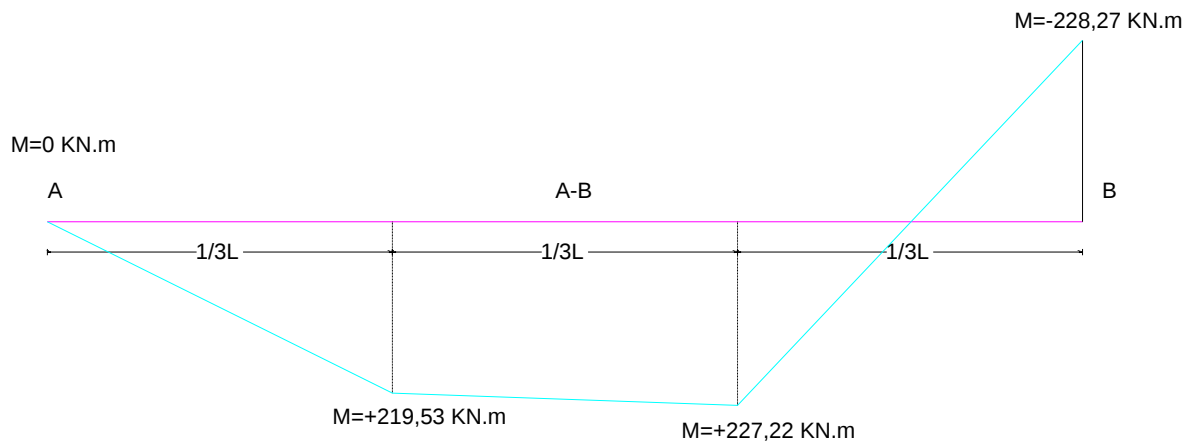


Ilustración 17: Diagrama de momentos (V-2271).

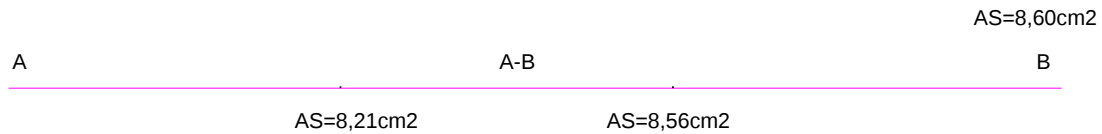


Ilustración 18: Armadura de cálculo (V-2271).

- Armadura mínima (M+)

$$A_{smin} = 2,8 \text{ ‰} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin} = 0,0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 5,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin \text{ inf adop}} = 3 \text{ } \emptyset 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$



- Armadura de cálculo ($A_{s\text{adicional}}$) (M-)

Punto B

$$M = -228,27 \text{ KN.m} \longrightarrow A_{Sc\acute{a}lculo} = 8,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.inf.} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 16 = 6,03 \text{ cm}^2 < A_{Sc\acute{a}lculo} = 8,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional} = A_{Sc\acute{a}lculo} - A_{Smin}$$

$$A_{Sadicional} = 8,60 \text{ cm}^2 - 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional \text{ adoptado}} = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

Verificando:

$$A_{Stot} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 16 + 2 \text{ } \emptyset \text{ } 16$$

$$A_{Stot} = 6,03 \text{ cm}^2 + 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{Stot} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{Stot} > A_{Sc\acute{a}lculo}$$

$$A_{Stot} = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{Sc\acute{a}lculo} = 8,60 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Cumple!}$$

- Refuerzo de la parte superior (M-)

Tramo A-B

$$M = +227,22 \text{ KN.m} \quad A_{Sc\acute{a}lculo} = 8,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Smin.inf.} = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 16 = 6,03 \text{ cm}^2 < A_{Sc\acute{a}lculo} = 8,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional} = A_{Sc\acute{a}lculo} - A_{Smin}$$

$$A_{Sadicional} = 8,56 \text{ cm}^2 - 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional} = 2,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sadicional \text{ adoptado}} = 2 \text{ } \emptyset \text{ } 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Verificando:

$$A_{Stot} = 3 \varnothing 16 + 2 \varnothing 20$$

$$A_{Stot} = 6,03 \text{ cm}^2 + 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{Stot} = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{Stot} > A_{Scálculo}$$

$$A_{Stot} = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{Scálculo} = 8,56 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Cumple!}$$

- Refuerzo de la parte inferior (M+)

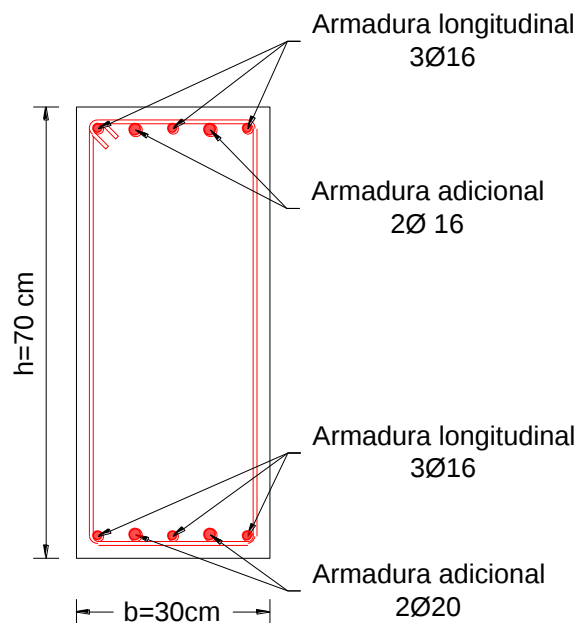


Ilustración 19: Detalle de armadura en viga transversal.

- Longitud de desarrollo (armadura adicional)

Tramo A-B

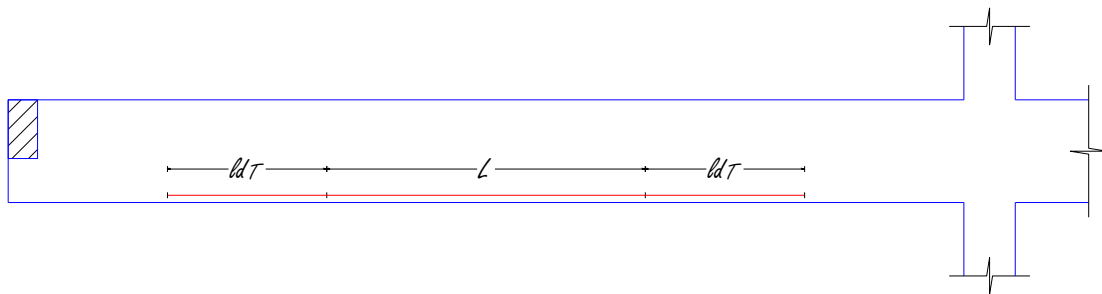


Ilustración 20: Longitud de desarrollo en armadura positiva.

$$l_{dT} = l_d + d \quad (\text{NB-1225001, Art. 24.4.2.4})$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b \geq 30 \text{ cm}$$

(NB-1225001, Art. 25.4.2.3)

Donde:

l_{dT} : longitud de anclaje.

$d = 63 \text{ cm}$ peralte útil.

$\lambda_1 = 1$ hormigón de peso normal.

$\psi_t = 1,3$ recubrimiento de H°.

$\psi_e = 1$ sin recubrimiento adicional en la barra.

$\psi_s = 0,8$ barras $< \varnothing 20$.

Además:

$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2,5$

,

$C_b = \text{rec. g} + \varnothing_E + \frac{\varnothing_{Long}}{2}$

,

$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{Stransv}}{s * n} * \varnothing_L$

Donde:

C_b : recubrimiento mecánico lateral.

$d_b = 2 \text{ cm}$ diámetro de la barra (adicional).

$K_{tr} = 0$ (si no es muy relevante).

Reemplazando:

$$C_b = \text{rec. g} + \varnothing_E + \frac{\varnothing_{Long}}{2} = 2 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} + \frac{2 \text{ cm}}{2} = 3,8 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{3,8 \text{ cm} + 0}{2 \text{ cm}} \right) = 1,9 \leq 2,5$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b \geq 30 \text{ cm}$$

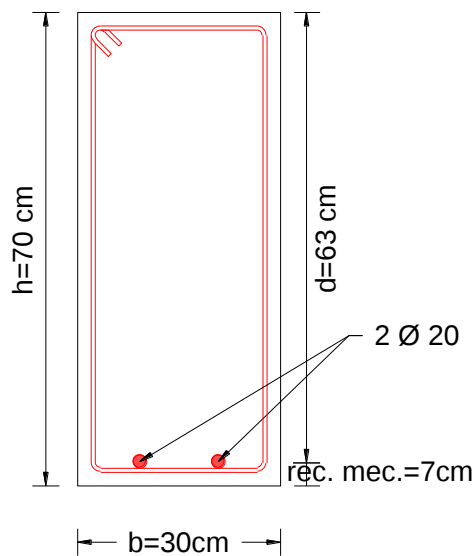
$$l_d = \left(\frac{500 \text{ Mpa}}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{21 \text{ Mpa}}} \cdot \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 0,8}{1,9} \right) \cdot 2 \text{ cm} = 108,59 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$l_{dT} = l_d + d = 108,59 \text{ cm} + 63 \text{ cm} = 171,59 \text{ cm} \approx 172 \text{ cm}$$



• Resistencia a momento

$$A_{Sc} = A_{\text{sadicional adoptado}} = 2 \text{ } \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2$$



Del diagrama de tensiones rectangulares equivalente, se tiene:

$$M_u = \phi \cdot N_c \cdot Z = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \longrightarrow M_u = ?$$

$$N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \longrightarrow a = ?$$

$$A_s = \frac{N_c}{f_y} \longrightarrow N_c = ?$$

- Hallando la fuerza “Fs”

$$N_c = A_{s_c} * f_y = 6,28 \text{ cm}^2 * 500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2}$$

$$N_c = 314 \text{ KN}$$

- Hallando la altura del bloque de compresión “a”

$$a = \frac{N_c}{0,85 * f'_c * b} = \frac{314 \text{ KN}}{0,85 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * 30 \text{ cm}}$$

$$a = 5,86 \text{ cm} = 0,059 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{a}{2} = 0,63 \text{ m} - \frac{0,059 \text{ m}}{2} = 0,601 \text{ m}$$

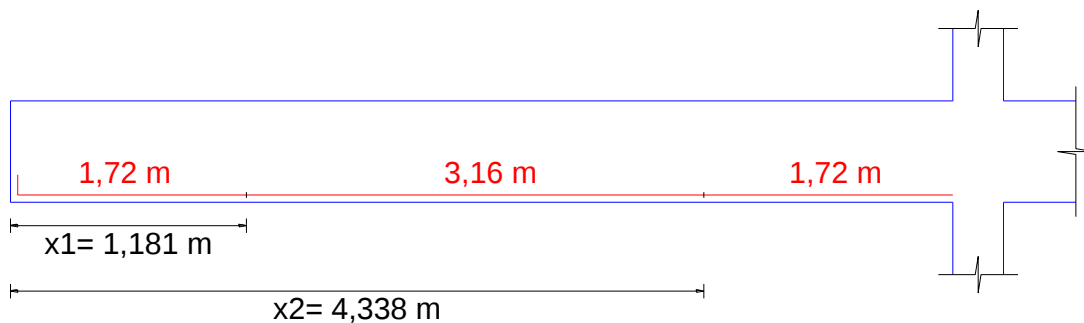
$$M_u = \phi * N_c * Z = 0,9 * 314 \text{ KN} * 0,601 \text{ m} = 169,84 \text{ KN.m}$$

-De la gráfica de momentos:

$$X_1 = 1,181 \text{ m}$$

$$X_2 = 4,338 \text{ m}$$

$$L = X_2 - X_1 = 4,338 \text{ m} - 1,181 \text{ m} = 3,16 \text{ m}$$



-La longitud de desarrollo total, será:

$$L_T = l_{dT} + L + l_{dT} = 1,72 \text{ m} + 3,16 \text{ m} + 1,72 \text{ m}$$

$$L_T = 6,60 \text{ m}$$

Punto B

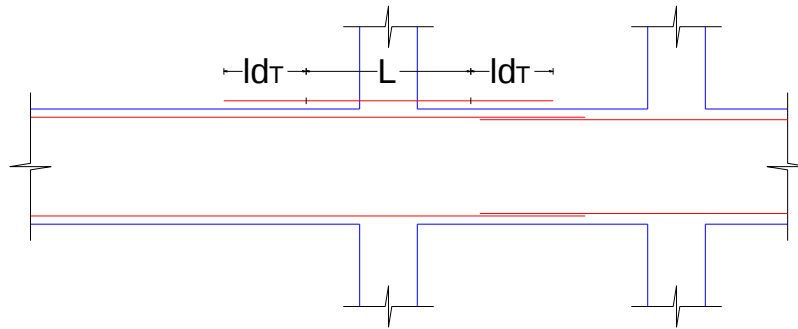


Ilustración 21: Longitud de desarrollo en armadura negativa.

Donde:

C_b : recubrimiento mecánico lateral.

$d_b = 1,6 \text{ cm}$ diámetro de la barra (adicional).

$K_{tr} = 0$ (si no es muy relevante).

Reemplazando:

$$C_b = \text{rec. g} + \phi_E + \frac{\phi_{\text{Long}}}{2} = 2 \text{ cm} * 0,8 \text{ cm} + \frac{1,6 \text{ cm}}{2} = 3,6 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{3,6 \text{ cm} + 0}{1,6 \text{ cm}} \right) = 2,25 \leq 2,5 \quad \text{¡Cumple!}$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b \geq 30 \text{ cm}$$

$$l_d = \left(\frac{500 \text{ Mpa}}{1,1 * 1 * \sqrt{21} \text{ Mpa}} * \frac{1,3 * 1 * 0,8}{2,25} \right) * 1,6 \text{ cm} = 73,36 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$l_{dT} = l_d + d = 73,36 \text{ cm} + 63 \text{ cm} = 136,36 \text{ cm} \approx 136 \text{ cm}$$



Del diagrama de tensiones rectangular equivalente, se tiene:

$$M_u = \phi \cdot N_c \cdot Z = 0,9 \cdot 314 \text{ KN} \cdot 0,601 \text{ m} = 169,84 \text{ KN.m}$$

-De la gráfica de momentos:

$$X_1 = 5,938 \text{ m}$$

$$X_2 = 6,629 \text{ m}$$

$$L = X_2 - X_1 = 6,629 \text{ m} - 5,938 \text{ m} = 0,69 \text{ m}$$

-Longitud de desarrollo total, será:

$$L_T = l_{dT} + L + l_{dT} = 1,36 \text{ m} + 0,69 \text{ m} + 1,36 \text{ m} = 3,41 \text{ m}$$

• Refuerzo negativo

$$A_{sup} = 30 \% \cdot A_{sinf.max.} \quad (\text{De la normativa CBH-87})$$

$$A_{sup} = 30 \% \cdot A_{SA-B} = 0,3 \cdot 12,31 \text{ cm}^2 = 3,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sup.adop.} = 2 \phi 16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin.viga} = 2,8 \text{‰} \cdot b \cdot d = 0,0028 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm} = 5,29 \text{ cm}^2$$

• Armadura por cálculo

Punto B

$$\left. \begin{array}{l} A_{Scálculo} = 8,60 \text{ cm}^2 \\ A_{smin.sup} = 5,29 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{smin.sup} < A_{Scálculo}$$

$$5,29 \text{ cm}^2 < 8,60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Necesita refuerzo})$$

$$A_s = 3 \phi 16 + 2 \phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2 + 4,02 \text{ cm}^2 = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{Scálculo}$$

$$10,05 \text{ cm}^2 > 8,60 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Cumple!}$$

Punto A

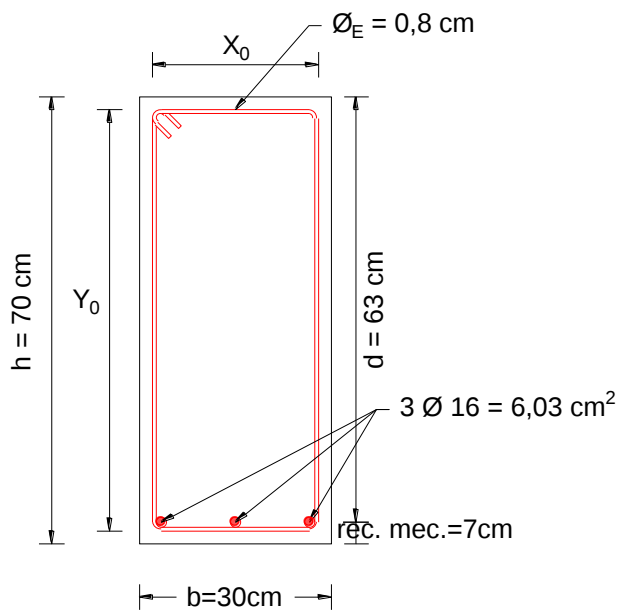
$$\left. \begin{aligned} A_{\text{cálculo}} &= A_{\text{min}} = 5,29 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{min.sup}} &= A_{\text{calc}} = 5,29 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$A_s = 3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\text{cálculo}}$$

$$6,03 \text{ cm}^2 > 5,29 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Cumple!}$$

• Diseño a torsión



Datos:

$$T_u = -10,25 \text{ KN.m} \quad f_y = 500 \text{ Mpa}$$

$$M_u = -228,27 \text{ KN.m} \quad f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$V_u = -248,11 \text{ KN} \quad \text{rec.g} = 2 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 0,75$$

$$\lambda = 1$$

- Perímetro de la viga

$$P_{cp} = 2.(b+h) = 2 * (30 \text{ cm} + 70 \text{ cm}) = 200 \text{ cm}$$

- Área de la viga

$$A_{cp} = b.h = 30 \text{ cm} * 70 \text{ cm} = 2100 \text{ cm}^2$$

$$X_0 = b - 2_{rec.g} - \phi_E = 30 \text{ cm} - 2 * 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} = 25,2 \text{ cm}$$

$$Y_0 = h - 2_{rec.g} - \phi_E = 70 \text{ cm} - 2 * 2 \text{ cm} - 0,8 \text{ cm} = 65,2 \text{ cm}$$

$$A_{0h} = X_0 * Y_0 = 25,2 \text{ cm} * 65,2 \text{ cm} = 1643,04 \text{ cm}^2$$

- Área de flujo cortante

$$A_0 = 0,85.A_{0h} = 0,85 * 1643,04 \text{ cm}^2 = 1396,58 \text{ cm}^2$$

$$P_h = 2.(X_0 + Y_0) = 2 * (25,2 \text{ cm} + 65,2 \text{ cm}) = 180,8 \text{ cm}$$

$$rec.mec. = 10\%.h = 0,1 * 70 \text{ cm} = 7 \text{ cm}$$

$$d = h - rec.mec. = 70 - 7 = 63 \text{ cm}$$

a) Verificación si necesita refuerzo a torsión (s/g NB 1225001 – 22.7.4)

$$T_u \leq \phi. 0,083. \lambda. \sqrt{f'_c}. \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u \leq 0,75 * 0,083 * 1 * \sqrt{21} \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * \frac{(2100 \text{ cm}^2)^2}{200 \text{ cm}} * \frac{1 \text{ m}}{100 \text{ cm}}$$

$$10,25 \text{ KN.m} \leq 6,29 \text{ KN.m} \quad \text{¡No Cumple!}$$

Necesita refuerzo a torsión.

b) Sección de hormigón para soportar la torsión

$$V_c \leq 0,17. \lambda. \sqrt{f'_c}. b. d \quad (\text{s/g NB 1225001 – 22.5.5.1})$$

$$V_c = 0,17 * 1 * \sqrt{21} \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * 30 \text{ cm} * 63 \text{ cm}$$

$$V_c = 147,24 \text{ KN}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c}\right) \quad (\text{s/g NB 1225001 – 22.7.7})$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{248,11 \text{ KN}}{30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}} \cdot \frac{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}{0,1 \text{ KN}}\right)^2 + \left(\frac{10,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \cdot 180,8 \text{ cm}}{1,7 \cdot (1643,04 \text{ cm}^2)^2} \cdot \frac{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}{0,1 \text{ KN}} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}\right)^2}$$

$$= 1,37 \text{ Mpa}$$

$$\phi \cdot \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c}\right) =$$

$$= 0,75 \cdot \left(\frac{147,24 \text{ KN}}{30 \text{ cm} \cdot 63 \text{ cm}} \cdot \frac{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}{0,1 \text{ KN}} + 0,66 \cdot \sqrt{21 \text{ Mpa}}\right)$$

$$= 2,85 \text{ Mpa}$$

Comparando valores:

$$1,37 \text{ Mpa} \leq 2,85 \text{ Mpa} \quad \text{¡Cumple!}$$

La sección adoptada es suficiente para resistir a torsión.

c) Determinamos refuerzo transversal requerido a torsión

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{10,25 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0,75} = 13,67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_n}{2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot \theta} \quad \theta = 45^\circ \quad (\text{s/g NB 1225001 – 22.7.6.1})$$

$$\frac{A_{st}}{sep} = \frac{13,67 \text{ KN.m}}{2 * 1396,58 \text{ cm}^2 * 500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa.cm}^2} * \cot 45} = 0,000098 \text{ m} = 0,0098 \text{ cm}$$

Adoptamos un diámetro, para 1 rama de estribo.

d) Determinamos refuerzo transversal requerido a torsión

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (1)$$

$$V_s = \frac{d}{Sep} * A_s * f_y \quad (2)$$

Reemplazando (2) en (1):

$$\frac{V_u}{\phi} = V_c + \frac{d}{Sep} * A_{sv} * f_y \quad \longrightarrow \quad \frac{A_{sv}}{Sep} = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{d * f_y}$$

Adoptamos para 2 ramas de estribo.

$$\frac{A_{sv}}{Sep} = \frac{\frac{248,11 \text{ KN}}{0,75} - 147,24 \text{ KN}}{63 \text{ cm} * 500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa.cm}^2}} = 0,058 \text{ cm}$$

e) Refuerzo a torsión y corte

$$\frac{A_t}{Sep} = 2 * \frac{A_{st}}{Sep} + \frac{A_{sv}}{Sep}$$

$$\frac{A_t}{Sep} = 2 * 0,0098 \text{ cm} + 0,058 \text{ cm} = 0,0776 \text{ cm}$$

Armatura del estribo (ϕ 8 mm): (lado izquierdo de la viga)

$$A_s = 2 * A_{s\phi E} \quad \longrightarrow \quad A_s = 2 * 0,5 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{Sep} = 0,0776 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad Sep = 12,89 \text{ cm}$$

Armatura del estribo (ϕ 6 mm): (lado derecho de la viga)

$$A_s = 2 * A_{s\phi E} \quad \longrightarrow \quad A_s = 2 * 0,28 \text{ cm}^2 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{S_{ep}} = 0,0776 \text{ cm} \longrightarrow S_{ep} = 7,22 \text{ cm}$$

f) Determinamos el esfuerzo longitudinal por torsión

El mayor: $\left\{ \begin{array}{l} A_l = \frac{A_{st}}{S_{ep}} \cdot Ph \cdot \cot \phi^2 \\ A_{l_{min}} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - X \cdot Ph \end{array} \right. \quad (\text{s/g NB 1225001} - 9.6.4.3)$

X = máx $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{st}}{S_{ep}} = 0,0098 \text{ cm} \\ \frac{0,175 \cdot b}{f_y} = \frac{0,175 \cdot 30 \text{ cm}}{500 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}} = 0,105 \text{ cm} \quad \checkmark \end{array} \right.$

Reemplazando valores, se tiene:

$$A_l = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{l_{min}} = 10,9 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Comparando armaduras:

$$A_{l_{min}} = 10,9 \text{ cm}^2 < A_{STot} = 12,31 \text{ cm}^2 \quad \text{¡Cumple!}$$

No necesita armadura adicional.

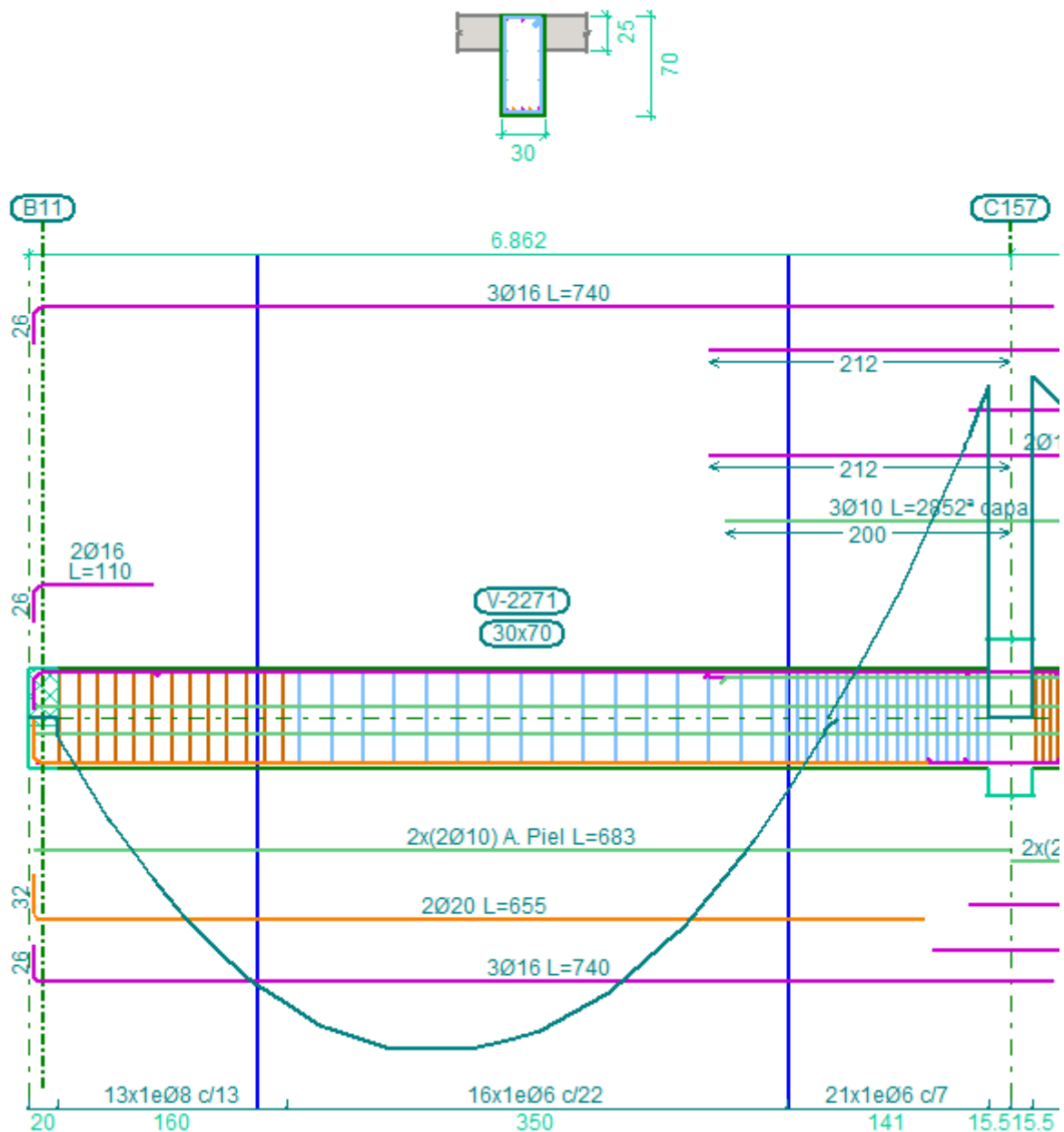
g) Ratio por torsión

$$\boxed{\text{Ratio} = \frac{T_u}{\phi \cdot T_n}} \leq 1$$

$$\text{Ratio} = \frac{10,25 \text{ KN}}{0,75 \cdot 13,67 \text{ KN} \cdot \text{m}} = 0,9998$$

$$0,9998 \leq 1 \quad \text{¡cumple!}$$

Figura 28: Armadura principal, refuerzo y estribos viga más crítica (Fuente: Cypecad 2019)



3.5.4. Diseño estructural de columnas

Las columnas se diseñarán a efectos de esfuerzos de flexo-compresión y cortante, serán columnas de sección cuadradas y rectangulares. La columna que se verificará será la C213 en su primer tramo comprendido entre la planta baja y el primer piso.

1. Predimensionamiento

Criterios de la norma (columnas con estribos)

$$P_u \leq \phi \cdot P_n \quad (\text{s/g NB 1225001 – 10.5.1})$$

$$\phi \cdot P_n = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (\text{s/g NB 1225001 – 22.4.2.2})$$

Para valores elevados de carga axial, se tiene:

$$\phi = 0.65 \quad \text{Columnas con estribos}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Para flexión pura}$$

La armadura longitudinal mínima y máxima será:

$$0,006 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g$$

Si la estructura está sometida a acción sísmica se debe cumplir que:

$$0,01 A_g \leq A_s \leq 0,08 A_g$$

Despejando:

$$A_g = \frac{P_u}{0,40 \cdot (f'_c + \rho_T \cdot f_y)}$$

$$\rho_T = \frac{A_{st}}{A_g}$$

Columna con estribo

Donde:

$P_u = N_u$: Carga axial última

$A_g = A_c$: Área del hormigón

$A_{st} = A_s$: Área del acero

$f'_c = 21 \text{ Mpa}$ Resistencia del hormigón

$f_y = 500 \text{ Mpa}$ Resistencia del acero

$E_s = 200000 \text{ Mpa}$ Módulo de elasticidad del acero

$\epsilon_s = 2,5 \text{ ‰}$ Deformación unitaria mínima a tracción del acero

$\epsilon_c = 3 \text{ ‰}$ Deformación unitaria mínima del hormigón

- Calculando el área del hormigón

Como es una estructura sometida a la acción sísmica, se adopta:

$$A_c = b \cdot h = 35 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\frac{N_u}{0,8 \cdot \phi} - 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c}{f_y - 0,85 \cdot f'_c}$$

$\phi = 0,65$ (Columnas con estribos)

$\phi = 0,9$ (Para flexión pura)

$$A_s = \frac{\frac{374,8 \text{ KN}}{0,8 * 0,65} - 0,85 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 1225 \text{ cm}^2}{(500 \text{ Mpa} - 0,85 * 21 \text{ Mpa}) * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}} = -30,4 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = 1\% * A_c = 0,01 * 1225 \text{ cm}^2 = 12,25 \text{ cm}^2$$

✓

Adoptado: $A_s = 4\phi 16 + 4\phi 12 = 12,57 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{\text{adoptado}}} = 12,57 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 12,25 \text{ cm}^2$$

¡Cumple!

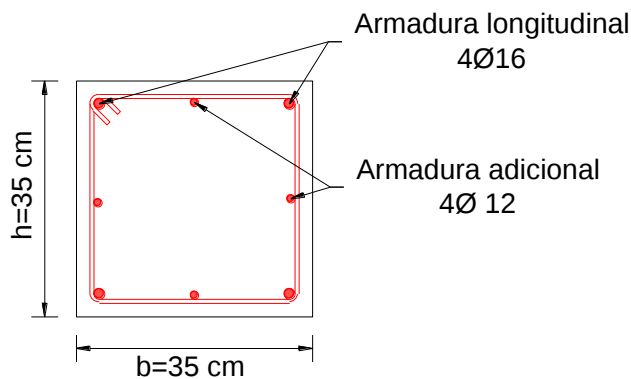


Ilustración 22: Corte transversal de la columna C213.

• Datos cypecad (Col. 213)

$N_u = 374,8 \text{ KN}$ Fuerza de compresión última

$M_{xx} = 7,7 \text{ KN.m}$ Momento en dirección x

$M_{yy} = -50,1 \text{ KN.m}$ Momento en dirección y

• Cálculo de la excentricidad

$$e_{\text{cal}} = \frac{M_u}{P_u} = \frac{50,1 \text{ KN.m}}{374,8 \text{ KN}} = 0,13 \text{ m} = 130 \text{ cm}$$

1) Excentricidad mínima

$$E_{min} \begin{cases} 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 35 \text{ cm} \cdot (10 \text{ mm} / 1 \text{ cm}) = 35 \text{ mm} \\ 25 \text{ mm} \end{cases} \quad \checkmark$$

Comparamos:

$$e_{cal} = 130 \text{ mm} > e_{min} = 25 \text{ mm}$$

Entonces se debe realizar el diagrama de interacción.

2. Columnas cargadas excéntricamente en 2 direcciones

Por el método de la carga recíproca

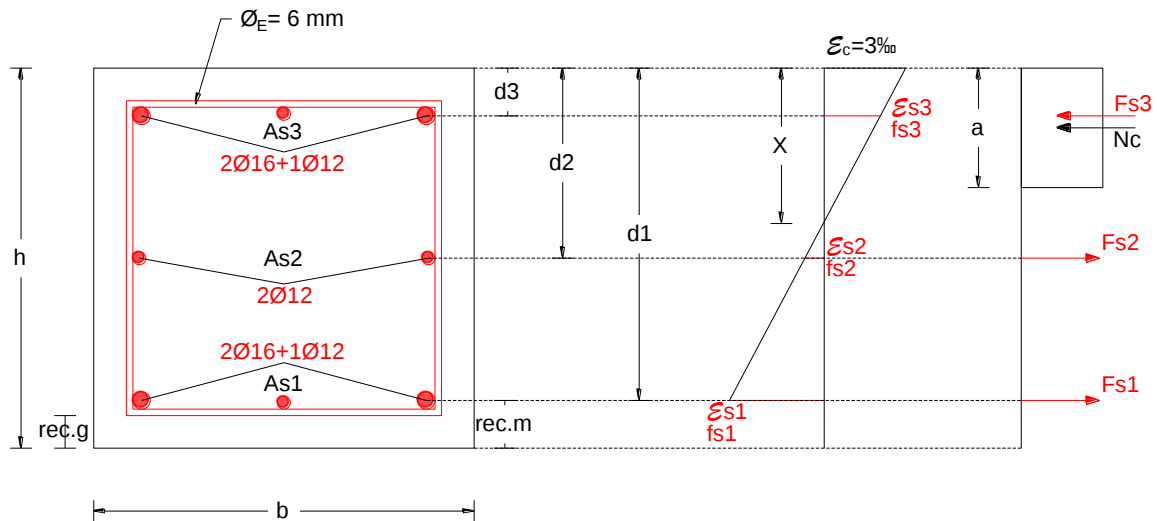


Ilustración 23: Tensión y deformación de la columna.

Datos:

$$b = 35 \text{ cm} \quad \quad \quad \phi_E = 0,6 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \quad \quad \quad \epsilon_c = 3 \text{ ‰}$$

$$\text{rec.g} = 3 \text{ cm} \quad \quad \quad \epsilon_y = 2,5 \text{ ‰}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$As_1 = As_3 = 2\phi_{16} + 1\phi_{12} = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{rec.m} = \text{rec.g} + \phi_E + \phi_{L\text{máx}}/2 = 3 \text{ cm} + 0,6 \text{ cm} + 1,6 \text{ cm}/2 = 4,4 \text{ cm}$$

$$d_2 = h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_1 = h - \text{rec.m} = 35 \text{ cm} - 4,4 \text{ cm} = 30,6 \text{ cm}$$

$$d_3 = \text{rec.m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$A_c = b * h = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 1\%.b.h = 0,01 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adoptado}} = 4\phi 16 + 4\phi 12 = 12,57 \text{ cm}^2$$

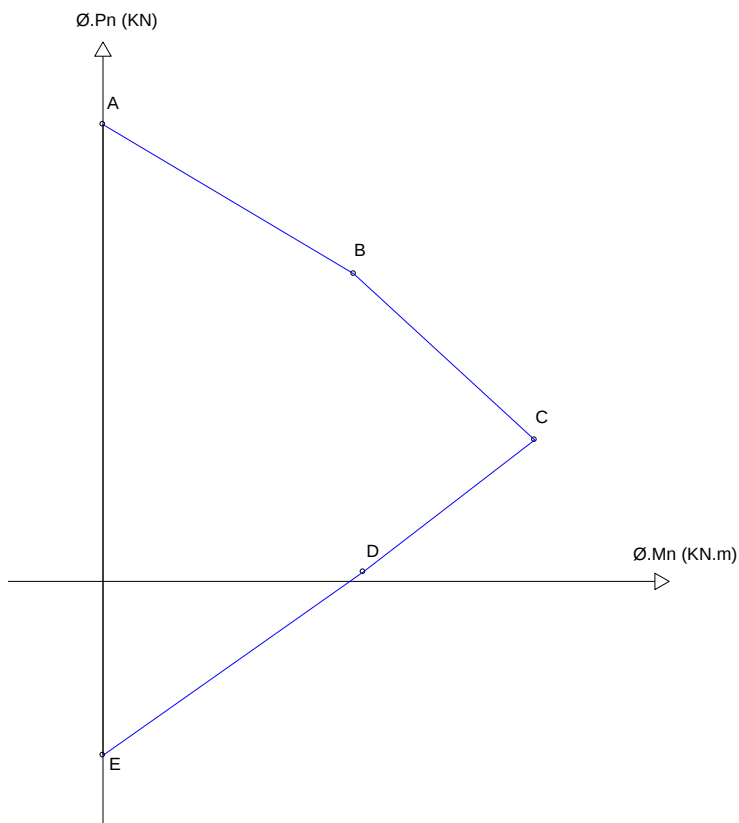


Ilustración 24: Diagrama de interacción.

• **Punto C**

1) Hallar: “ ϵ_{s1} , f_{s1} ” para $Z = 1$

$$\epsilon_{s1} = Z \cdot \epsilon_y = 1 \cdot 2,5 \text{ ‰} \longrightarrow \epsilon_{s1} = 2,5 \text{ ‰}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} \cdot E_s = 2,5 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 500 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s1} = 500 \text{ Mpa}$$

2) Hallar: “ X , a ”

Por relación de triángulos:

$$\frac{X}{\epsilon_c} = \frac{d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} \longrightarrow X = \frac{\epsilon_c \cdot d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} = \frac{3 \text{ ‰} \cdot 30,6 \text{ cm}}{3 \text{ ‰} + 2,5 \text{ ‰}} \longrightarrow X = 16,69 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot X = 0,85 \cdot 16,69 \text{ cm} \longrightarrow a = 14,19 \text{ cm}$$

3) Hallar: “ ϵ_{s2} , f_{s2} ”

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s2}}{d_2} \longrightarrow \epsilon_{s2} = \left(\frac{d_2}{X} - 1 \right) \cdot \epsilon_c = \left(\frac{17,5 \text{ cm}}{16,69 \text{ cm}} - 1 \right) \cdot 3 \text{ ‰} \longrightarrow \epsilon_{s2} = 0,15 \text{ ‰}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E_s = 0,15 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 30 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s2} = 30 \text{ Mpa}$$

4) Hallar: “ ϵ_{s3} , f_{s3} ”

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_{s3}}{X - d_3} \longrightarrow \epsilon_{s3} = \left(1 - \frac{d_3}{X} \right) \cdot \epsilon_c = \left(1 - \frac{4,4 \text{ cm}}{16,69 \text{ cm}} \right) \cdot 3 \text{ ‰} \longrightarrow \epsilon_{s3} = 2,21 \text{ ‰}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \cdot E_s = 2,21 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 442 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s3} = 442 \text{ Mpa}$$

5) hallando Fuerza H° y Acero

$$H^\circ: N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 14,19 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}$$

$$N_c = 886,52 \text{ KN}$$

$$As: F_{s3} = (f_{s3} - 0,85 \cdot f'_c) \cdot A_{s3} = (442 \text{ Mpa} - 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa}) \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 5,15 \text{ cm}^2$$

$$F_{s3} = 218,44 \text{ KN}$$

$$F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = 30 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s2} = 6,78 \text{ KN}$$

$$F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * 5,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s1} = 257,5 \text{ KN}$$

6) Hallando Fuerza Resultante

$$\sum F_H = 0 ; \quad P_n = N_c + F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$P_n = 886,52 \text{ KN} + 218,44 \text{ KN} - 6,78 \text{ KN} - 257,5 \text{ KN}$$

$$P_n = 840,68 \text{ KN}$$

$$\sum M_o = 0 ; M_n = N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2} \right) + F_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + F_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_n = 886,52 \text{ KN} * \left(\frac{35 \text{ cm}}{2} - \frac{14,19 \text{ cm}}{2} \right) + 6,78 \text{ KN} * \left(\frac{35 \text{ cm}}{2} - \frac{35 \text{ cm}}{2} \right) + 218,44 \text{ KN} * \left(\frac{35 \text{ cm}}{2} - 4,4 \text{ cm} \right) + 257,5 \text{ KN} * \left(30,6 \text{ cm} - \frac{35 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 15459,05 \text{ KN.cm} \longrightarrow M_n = 154,59 \text{ KN.m}$$

7) Hallando "Ø"

$$\emptyset = 0,65 + (\epsilon_{s1} - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3} = 0,65 + (2,5\text{‰} - 2\text{‰}) * \frac{250}{3}$$

$$\emptyset = 0,692$$

8) Hallando el punto

$$\textcircled{C} \left\{ \begin{array}{l} \emptyset \cdot M_n = 0,692 * 154,59 \text{ KN.m} = 106,98 \text{ KN.m} \\ \emptyset \cdot P_n = 0,692 * 840,68 \text{ KN} = 581,75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

9) Hallando punto 1 “Compresión Pura”

$\phi = 0,65$ Columnas con estribos

$$\phi.P_n = \phi.0,8.[0,85.f'_c.(A_c - A_s) + A_s.f_y]$$

$$\phi.P_n = 0,65 * 0,8 * [0,85 * 21 \text{ Mpa} * (1225 \text{ cm}^2 - 12,25 \text{ cm}^2) + 12,25 \text{ cm}^2 * 500 \text{ Mpa}]$$

$$* \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2}$$

$$\textcircled{A} \left\{ \begin{array}{l} \phi.P_n = 1444,17 \text{ KN} \\ \phi.M_n = 0 \end{array} \right.$$

10) Hallando punto 2 “Tracción Pura”

$\phi = 0,9$ Para flexión pura ($P_u = 0$)

$$\phi.P_{nt} = -\phi.f_y.A_s = -0,9 * 500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa. cm}^2} * 12,25 \text{ cm}^2$$

$$\textcircled{E} \left\{ \begin{array}{l} \phi.P_{nt} = -551,25 \text{ KN} \\ \phi.M_n = 0 \end{array} \right.$$

• **Punto B**

1) Hallar: “ ϵ_{s1} , f_{s1} ” para $Z = 0$

$$\epsilon_{s1} = Z.\epsilon_y = 0 * 2,5 \text{ ‰} \longrightarrow \epsilon_{s1} = 0 \text{ ‰}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1}.E_s = 0 \text{ ‰} * 200000 \text{ Mpa} = 0 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s1} = 0 \text{ Mpa}$$

2) Hallar: “X, a”

Por relación de triángulos:

$$\frac{X}{\epsilon_c} = \frac{d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} \longrightarrow X = \frac{\epsilon_c.d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} = \frac{3\text{‰} * 30,6 \text{ cm}}{3\text{‰} + 0\text{‰}} \longrightarrow X = 30,6 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot X = 0,85 \cdot 30,6 \text{ cm} \longrightarrow a = 26,01 \text{ cm}$$

3) Hallar: " ϵ_{s2} , f_{s2} "

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s2}}{d_2} \longrightarrow \epsilon_{s2} = \left(\frac{d_2}{X} - 1 \right) \cdot \epsilon_c = \left(\frac{17,5 \text{ cm}}{30,6 \text{ cm}} - 1 \right) \cdot 3\text{‰} \longrightarrow \epsilon_{s2} = -1,28 \text{ ‰}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E_s = -1,28 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = -256 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s2} = -256 \text{ Mpa}$$

4) Hallar: " ϵ_{s3} , f_{s3} "

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_{s3}}{X - d_3} \longrightarrow \epsilon_{s3} = \left(1 - \frac{d_3}{X} \right) \cdot \epsilon_c = \left(1 - \frac{4,4 \text{ cm}}{30,6 \text{ cm}} \right) \cdot 3\text{‰} \longrightarrow \epsilon_{s3} = 2,57 \text{ ‰}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \cdot E_s = 2,57 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 514 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s3} = 514 \text{ Mpa}$$

5) hallando Fuerza H° y Acero

$$H^\circ: N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 26,01 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}$$

$$N_c = 1624,97 \text{ KN}$$

$$A_s: F_{s3} = (f_{s3} - 0,85 \cdot f'_c) \cdot A_{s3} = (514 \text{ Mpa} - 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa}) \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 5,15 \text{ cm}^2$$

$$F_{s3} = 255,52 \text{ KN}$$

$$F_{s2} = f_{s2} \cdot A_{s2} = -256 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s2} = -57,86 \text{ KN}$$

$$F_{s1} = f_{s1} \cdot A_{s1} = 0 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 5,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s1} = 0 \text{ KN}$$

6) Hallando Fuerza Resultante

$$\sum F_H = 0; \quad P_n = N_c + F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$P_n = 1624,97 \text{ KN} + 255,52 \text{ KN} - 57,86 \text{ KN} - 0 \text{ KN}$$

$$P_n = 1938,35 \text{ KN}$$

$$\sum M_o = 0 ; M_n = N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2} \right) + F_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + F_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_n = 1624,97 \text{ KN} \cdot \left(\frac{35\text{cm}}{2} - \frac{26,01\text{cm}}{2} \right) + 255,52 \text{ KN} \cdot \left(\frac{35\text{cm}}{2} - 4,4\text{cm} \right) + 0 \text{ KN} \cdot \left(30,6\text{cm} - \frac{35\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 10651,55 \text{ KN.cm} \longrightarrow M_n = 106,52 \text{ KN.m}$$

7) Hallando “ ϕ ”

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_{s1} - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3} = 0,65 + (0\text{‰} - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3}$$

$$\phi = 0,483$$

8) Hallando el punto

$$\textcircled{B} \left\{ \begin{array}{l} \phi \cdot M_n = 0,483 \cdot 106,52 \text{ KN.m} = 51,45 \text{ KN.m} \\ \phi \cdot P_n = 0,483 \cdot 1938,35 \text{ KN} = 936,22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• Punto D

1) Hallar: “ ϵ_{s1} , f_{s1} ” para $Z = 2$

$$\epsilon_{s1} = Z \cdot \epsilon_y = 2 \cdot 2,5 \text{ ‰} \longrightarrow \epsilon_{s1} = 5 \text{ ‰}$$

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} \cdot E_s = 5 \text{ ‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 1000 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s1} = 1000 \text{ Mpa}$$

2) Hallar: “X, a”

Por relación de triángulos:

$$\frac{X}{\epsilon_c} = \frac{d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} \longrightarrow X = \frac{\epsilon_c \cdot d_1}{\epsilon_c + \epsilon_{s1}} = \frac{3\text{‰} \cdot 30,6 \text{ cm}}{3\text{‰} + 5\text{‰}} \longrightarrow X = 11,48 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot X = 0,85 \cdot 11,48 \text{ cm} \longrightarrow a = 9,76 \text{ cm}$$

3) Hallar: “ ϵ_{s2} , f_{s2} ”

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s2}}{d_2} \longrightarrow \epsilon_{s2} = \left(\frac{d_2}{X} - 1 \right) \cdot \epsilon_c = \left(\frac{17,5 \text{ cm}}{11,48 \text{ cm}} - 1 \right) \cdot 3\text{‰} \longrightarrow \epsilon_{s2} = 1,57 \text{‰}$$

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} \cdot E_s = 1,57 \text{‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 314 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s2} = 314 \text{ Mpa}$$

4) Hallar: “ ϵ_{s3} , f_{s3} ”

$$\frac{\epsilon_c}{X} = \frac{\epsilon_{s3}}{X - d_3} \longrightarrow \epsilon_{s3} = \left(1 - \frac{d_3}{X} \right) \cdot \epsilon_c = \left(1 - \frac{4,4 \text{ cm}}{11,48 \text{ cm}} \right) \cdot 3\text{‰} \longrightarrow \epsilon_{s3} = 1,85 \text{‰}$$

$$f_{s3} = \epsilon_{s3} \cdot E_s = 1,85 \text{‰} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 370 \text{ Mpa} < f_y \longrightarrow f_{s3} = 370 \text{ Mpa}$$

5) hallando Fuerza H° y Acero

$$H^\circ: N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 9,76 \text{ cm} \cdot 35 \text{ cm}$$

$$N_c = 609,76 \text{ KN}$$

$$As: F_{s3} = (f_{s3} - 0,85 \cdot f'_c) \cdot A_{s3} = (370 \text{ Mpa} - 0,85 \cdot 21 \text{ Mpa}) \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 5,15 \text{ cm}^2$$

$$F_{s3} = 181,36 \text{ KN}$$

$$F_{s2} = f_{s2} \cdot A_{s2} = 314 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s2} = 70,96 \text{ KN}$$

$$F_{s1} = f_{s1} \cdot A_{s1} = 1000 \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 5,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow F_{s1} = 515 \text{ KN}$$

6) Hallando Fuerza Resultante

$$\sum F_H = 0 ; \quad P_n = N_c + F_{s3} - F_{s2} - F_{s1}$$

$$P_n = 609,76 \text{ KN} + 181,36 \text{ KN} - 70,96 \text{ KN} - 515 \text{ KN}$$

$$P_n = 205,16 \text{ KN}$$

$$\sum M_o = 0 ; M_n = N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2} \right) + F_{s3} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_3 \right) + F_{s1} \cdot \left(d_1 - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_n = 609,76 \text{ KN} \cdot \left(\frac{35\text{cm}}{2} - \frac{9,76\text{cm}}{2} \right) + 181,36 \text{ KN} \cdot \left(\frac{35\text{cm}}{2} - 4,4\text{cm} \right) + 515 \text{ KN} \cdot \left(30,6\text{cm} - \frac{35\text{cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 16817,49 \text{ KN.cm} \quad \longrightarrow \quad M_n = 168,17 \text{ KN.m}$$

7) Hallando “ ϕ ”

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_{s1} - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3} = 0,65 + (5\text{‰} - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3}$$

$$\phi = 0,9$$

8) Hallando el punto

$$\textcircled{D} \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 168,17 \text{ KN.m} = 151,35 \text{ KN.m} \\ \phi \cdot P_n = 0,9 \cdot 205,16 \text{ KN} = 184,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Z	Punto	$\phi \cdot M_n$ (KN.m)	$\phi \cdot P_n$ (KN)
CP	A	0,0	1444,17
0	B	51,45	936,22
1	C	106,98	581,75
2	D	151,35	184,64
TP	E	0,0	-551,25

Para la dirección Y, se realiza de la misma manera, pero, como tenemos la misma disposición de la armadura tanto en X como en Y, entonces:

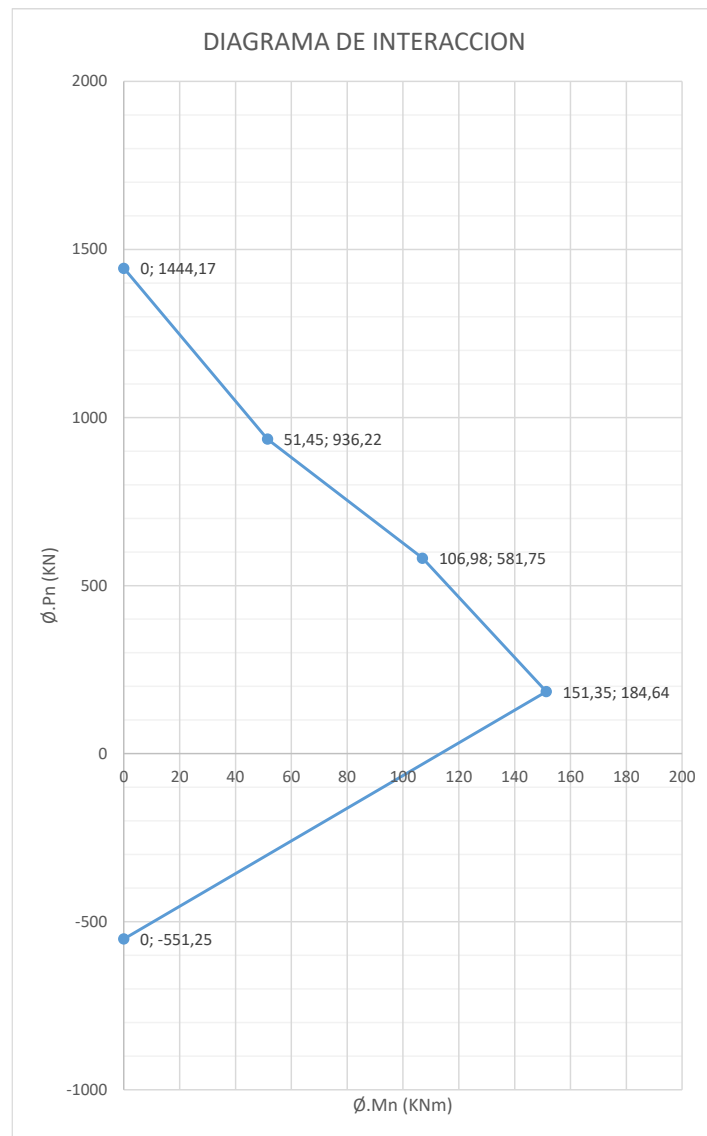


Ilustración 25: Diagrama de interacción C213 en dirección X y en dirección Y.

3) Diseño a Cortante

Datos:

$$N_u = 374,8 \text{ KN}$$

$$Q_{ux} = -29 \text{ KN}$$

$$Q_{uy} = 11,3 \text{ KN}$$

$$A_g = 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 1225 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 1$$

$$f'_c = 21 \text{ Mpa}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$l_u = 120 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \phi = 0,75$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{374,8 \text{ KN}}{14 \cdot 1225 \text{ cm}^2}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 35 \text{ cm} * 30,6 \text{ cm}$$

$$V_c = 101,67 \text{ KN}$$

$$\text{a) Si: } V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$29 \text{ KN} \leq 0,75 * 101,67 \text{ KN}$$

$$29 \text{ KN} \leq 76,25 \text{ KN} \quad \text{¡Cumple!}$$

Como cumple la relación, no necesita refuerzo de estribo, entonces se coloca el estribo mínimo.

- Parte central de la columna

Para categoría CDS "C"

$$\phi_E = \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ 0,25 \phi_L = 4 \text{ mm} \end{cases} \quad \checkmark$$

$$\text{sep} \leq \begin{cases} 12.\phi_L = 19,2 \text{ cm} & \checkmark \\ 36.\phi_E = 21,6 \text{ cm} \\ B = 35 \text{ cm} \\ H = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

- Extremos de la columna

(s/g NB 1225001 – 18.4.3.3)

$$L_0 = \begin{cases} \frac{L_u}{6} = 20 \text{ cm} \\ B = 35 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} & \checkmark \end{cases}$$

$$\text{sep} \leq \begin{cases} 8.\phi_L = 12,8 \text{ cm} \\ 12.\phi_E = 7,2 \text{ cm} \\ b/2 = 17,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adopta la separación de 10 cm.

- Longitud de traslape

$$L_{tr} = 40.\phi_L \quad (\text{s/g NB 1225001 – 25.5.5.1})$$

$$L_{tr} = 64 \text{ cm}$$

A continuación, se presenta la tabla de esfuerzos en arranque de columnas.

Pilar	Esfuerzos pésimos				
	Nu (kN)	Mxx (kN.m)	Myy (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)
C1	39,3	-0,5	-1,7	-2,5	1,0
C2	32,7	0,0	1,3	1,8	0,0
C3	36,9	-0,4	-1,7	-2,4	1,0
C4	22,8	-1,4	-0,5	-0,9	1,7
C5	20,1	2,2	0,0	0,0	-3,2
C6	31,1	2,1	-1,1	-2,3	-3,2
C7	55,6	0,0	0,2	0,5	0,0
C8	28,1	2,0	0,7	1,6	-3,0
C9	29,0	-2,0	0,8	1,7	3,0
C10	65,8	-0,9	0,2	0,5	2,1
C11	44,6	-2,1	-0,5	-1,0	3,3
C12	21,5	1,5	-0,5	-1,0	-1,8
C13	35,7	1,6	-1,0	-2,2	-1,9
C14	82,5	0,7	0,1	0,2	-1,6
C15	32,8	1,9	0,7	1,6	-2,8
C16	18,4	-1,7	0,0	0,1	2,4
C17	22,6	1,5	0,1	0,0	-2,0
C18	21,5	1,4	-0,3	-0,6	-1,7
C19	25,0	0,0	-1,7	-2,5	0,0
C20	23,5	-0,1	1,8	2,6	0,0
C21	23,6	0,0	-1,7	-2,6	0,1
C22	23,1	-0,1	1,9	2,9	-0,1
C23	20,5	1,3	0,3	0,4	-1,7
C24	23,6	-1,5	-0,1	0,0	2,0
C25	26,9	1,7	0,0	-0,1	-2,5
C26	26,9	-1,7	-0,1	0,0	2,5
C27	23,5	1,4	0,0	0,0	-1,9
C28	28,9	-1,3	1,4	3,1	1,6
C29	42,4	0,0	-0,1	-0,1	-0,1
C30	40,7	0,1	0,0	0,0	-0,1
C31	41,6	-0,7	2,4	2,8	1,3
C32	26,0	0,0	-3,2	-4,5	0,0
C33	25,9	0,0	3,2	4,5	0,0
C34	38,2	-0,8	-2,4	-2,9	1,5
C35	80,0	-0,2	-0,5	-1,2	0,5
C36	83,8	0,1	-1,0	-2,2	-0,3
C37	23,8	0,0	3,3	4,6	0,0
C38	23,9	0,0	-3,3	-4,6	0,0
C39	104,3	0,1	1,0	2,2	-0,3

C40	102,5	-0,3	0,6	1,3	0,6
C41	93,2	0,1	0,9	2,0	-0,3
C42	24,1	0,0	-3,3	-4,7	0,0
C43	24,1	0,0	3,3	4,7	0,0
C44	49,8	2,5	-0,8	-1,9	-3,1
C45	36,9	-2,6	-0,1	-0,1	3,2
C46	41,1	-2,6	-0,1	-0,1	3,3
C47	35,7	0,4	-2,8	-3,1	-0,9
C48	25,7	0,0	3,8	5,2	0,0
C49	25,8	0,0	-3,9	-5,3	0,0
C50	38,6	0,3	2,8	3,1	-0,7
C51	82,6	0,1	0,3	0,7	-0,2
C52	73,7	-0,1	0,3	0,6	0,1
C53	50,7	-1,5	2,0	2,5	2,6
C54	41,4	-1,4	-2,7	-3,8	3,2
C55	26,4	0,0	2,8	4,0	0,0
C56	46,0	-1,6	-2,0	-2,5	2,8
C57	90,8	0,4	-0,9	-1,9	-0,9
C58	24,3	0,1	3,0	4,3	0,1
C59	39,5	1,5	-2,9	-4,1	-3,3
C60	112,8	0,2	0,9	1,9	-0,5
C61	52,7	-1,5	2,4	3,0	2,0
C62	23,9	0,2	-3,3	-4,7	0,0
C63	24,0	0,0	3,3	4,6	0,0
C64	44,6	-2,7	-1,0	-2,1	3,5
C65	69,6	0,0	-0,2	-0,6	0,0
C66	65,1	0,0	-0,2	-0,5	0,0
C67	73,8	0,1	-0,3	-0,7	-0,1
C68	38,9	0,4	-3,7	-3,7	-1,2
C69	25,1	0,1	5,4	7,2	0,0
C70	25,1	0,1	-5,3	-7,2	0,0
C71	41,8	0,0	3,8	3,8	-0,9
C72	94,0	0,1	0,4	0,9	-0,3
C73	82,9	0,0	0,3	0,6	0,1
C74	88,8	0,0	0,3	0,7	0,0
C75	35,0	-2,5	-1,0	-1,6	2,8
C76	25,9	-3,2	-0,1	0,1	4,3
C77	33,7	3,2	-0,7	-1,6	-4,4
C78	34,8	2,5	-1,0	-1,5	-2,9
C79	95,6	0,6	0,0	-0,1	-1,4
C80	38,9	-2,9	0,3	0,5	3,5

C81	87,7	-0,6	-0,1	-0,1	1,3
C82	52,6	-2,9	-0,6	-0,8	3,3
C83	25,4	-3,7	-0,1	-0,1	5,0
C84	31,7	3,7	0,4	1,0	-5,0
C85	52,4	3,0	-0,4	-0,6	-3,4
C86	77,3	0,6	0,0	0,0	-1,4
C87	76,0	0,6	0,0	0,0	-1,4
C88	76,2	0,6	0,0	0,0	-1,4
C89	76,5	0,6	0,0	0,0	-1,3
C90	75,0	0,6	0,0	-0,1	-1,3
C91	81,7	0,6	0,1	0,3	-1,3
C92	17,9	5,2	-0,7	-1,6	-1,0
C93	37,3	5,0	-0,3	0,2	-5,4
C94	23,3	6,3	-0,1	0,0	-8,3
C95	23,3	-6,3	-0,1	-0,1	8,3
C96	37,4	-5,1	-0,3	0,2	5,5
C97	81,7	-0,6	0,1	0,2	1,3
C98	75,1	-0,6	0,0	-0,1	1,3
C99	76,6	-0,6	0,0	0,0	1,3
C100	76,3	-0,6	0,0	0,0	1,2
C101	76,1	-0,6	0,0	0,0	1,2
C102	77,4	-0,6	0,0	0,0	1,2
C103	24,5	-0,4	-1,8	-2,1	0,9
C104	24,5	0,9	0,1	0,0	-1,1
C105	29,1	-1,2	0,1	0,0	1,9
C106	29,2	1,2	-0,1	0,1	-1,9
C107	31,5	-0,2	-1,5	-1,7	0,3
C108	24,0	0,4	-1,6	-1,8	-0,9
C109	30,6	0,4	-2,4	-3,7	-0,9
C110	46,0	0,0	-2,4	-3,8	0,0
C111	60,8	0,6	-1,2	-2,7	-1,2
C112	45,7	-0,7	-2,0	-2,7	1,4
C113	41,6	0,2	-2,0	-2,7	-0,4
C114	29,9	-0,5	-2,7	-4,1	1,0
C115	33,8	-0,2	2,7	3,9	0,7
C116	46,0	0,3	2,0	2,6	-0,5
C117	73,3	-0,4	0,9	2,0	0,9
C118	77,1	0,3	1,0	2,2	-0,7
C119	60,6	0,1	0,9	2,0	-0,2
C120	34,1	0,3	2,3	3,4	-0,8
C121	16,8	-0,1	1,5	1,8	0,0

C122	17,3	0,2	1,9	2,2	0,0
C123	74,3	-10,1	0,5	0,2	8,4
C124	64,9	-7,1	0,6	0,6	2,1
C125	91,8	-9,6	0,7	0,8	8,1
C126	116,5	-11,0	0,8	1,2	11,3
C127	79,2	-1,9	-9,3	-14,7	-0,5
C128	85,5	-9,4	3,2	6,4	7,9
C129	96,8	-11,7	2,1	4,6	12,2
C130	126,0	0,9	-8,8	-13,7	-2,3
C131	170,2	13,0	1,1	1,9	-16,9
C132	119,8	-11,3	0,6	0,5	11,9
C133	125,4	-7,5	-0,5	-0,7	2,9
C134	80,4	-12,0	0,8	1,4	12,5
C135	118,6	-10,1	0,9	2,1	8,3
C136	200,3	-1,1	0,0	-0,2	1,7
C137	160,7	-9,7	-1,0	-1,5	8,1
C138	177,7	-9,8	1,4	2,0	8,5
C139	205,0	-0,9	0,4	0,8	1,4
C140	124,6	-9,9	-0,7	-1,7	8,4
C141	60,6	6,3	-4,7	-3,3	-5,4
C142	76,9	-3,2	6,4	6,8	1,4
C143	99,6	8,6	0,9	1,0	-6,9
C144	93,2	8,6	0,7	0,9	-6,9
C145	77,6	-2,7	-6,1	-6,3	0,7
C146	58,0	6,0	5,0	3,7	-5,1
C147	95,5	-6,2	-3,5	-3,7	6,8
C148	122,3	0,8	-8,0	-9,9	-2,4
C149	149,9	-9,0	-4,4	-5,7	9,1
C150	110,2	-9,8	-5,1	-7,2	9,9
C151	113,4	7,7	3,6	4,5	-3,3
C152	149,2	-12,6	-4,4	-5,6	12,3
C153	81,9	-13,8	-3,4	-3,5	13,4
C154	99,2	-21,7	0,7	1,3	18,8
C155	372,7	24,1	-0,7	0,2	-18,1
C156	280,4	-18,0	0,4	0,5	13,1
C157	525,5	0,1	0,3	1,6	-0,2
C158	124,5	9,2	0,9	1,4	-13,5
C159	127,2	-9,2	1,0	1,5	13,6
C160	94,6	6,2	-3,5	-3,7	-6,9
C161	122,1	-0,8	-8,0	-9,9	2,4
C162	150,4	9,0	-4,4	-5,7	-9,0

C163	110,2	9,8	-5,1	-7,2	-9,9
C164	113,4	-7,7	3,6	4,5	3,3
C165	149,2	12,6	-4,4	-5,6	-12,3
C166	81,9	13,8	-3,4	-3,5	-13,4
C167	81,8	-7,1	1,8	1,0	5,8
C168	115,0	-6,7	4,1	3,8	5,5
C169	71,4	5,4	-4,8	-5,3	-1,7
C170	14,1	-11,3	3,4	2,2	13,5
C171	106,9	-9,9	3,1	2,8	10,1
C172	147,0	-7,9	3,1	2,9	6,8
C173	162,2	-8,8	2,1	2,3	9,1
C174	94,4	8,7	-1,0	-2,0	-9,6
C175	95,2	-8,7	-1,0	-2,0	9,5
C176	157,9	-8,6	2,3	2,5	9,3
C177	143,3	7,9	-2,7	-3,1	-7,0
C178	92,1	-10,2	2,3	2,1	10,9
C179	91,8	-10,5	-0,5	-0,3	11,3
C180	83,0	-0,2	6,8	6,9	0,6
C181	116,0	7,5	0,7	0,6	-6,1
C182	79,5	7,0	0,8	0,5	-5,9
C183	-27,7	9,0	-4,9	-4,8	-8,6
C184	83,9	-8,7	6,2	7,3	6,7
C185	78,3	7,2	-5,3	-5,7	-2,2
C186	68,1	-10,3	4,2	3,0	7,6
C187	106,1	-10,9	3,6	3,9	9,1
C188	147,2	-7,6	3,4	3,3	2,9
C189	164,5	-9,1	3,0	2,4	7,6
C190	156,3	8,9	-2,4	-3,0	-7,5
C191	138,1	-7,5	1,9	1,7	2,7
C192	108,2	-10,6	2,4	2,8	8,6
C193	108,7	-10,6	1,2	1,9	8,5
C194	181,7	-0,6	-0,2	-0,5	1,2
C195	147,7	8,9	-0,7	-1,0	-7,4
C196	94,1	-10,8	-1,6	-2,0	12,2
C197	79,4	0,8	7,2	7,5	-1,6
C198	77,9	-8,0	0,5	0,2	6,4
C199	123,4	-7,6	-2,7	-3,5	6,3
C200	212,9	-0,5	0,3	0,7	1,1
C201	240,4	-0,1	0,5	1,1	0,1
C202	165,8	-8,9	-4,3	-5,3	7,2
C203	149,5	-7,6	-3,7	-4,0	2,8

C204	104,7	10,7	3,7	3,9	-8,9
C205	66,6	10,1	4,3	3,1	-7,9
C206	80,5	-7,1	-5,4	-5,6	1,9
C207	86,3	8,8	6,0	7,0	-7,2
C208	109,6	8,2	5,9	6,9	-6,7
C209	83,7	-5,7	-5,3	-5,3	1,9
C210	84,7	6,9	4,2	2,9	-6,0
C211	79,3	-1,3	-9,8	-5,9	1,4
C212	2,7	3,6	-44,6	-21,1	-1,8
C213	374,8	7,7	-50,1	-29,0	11,3
C214	303,5	44,0	24,4	13,6	-38,7
C215	73,2	-1,3	-42,3	-22,6	-59,0
C216	186,4	-8,8	20,3	17,1	13,1
C217	78,7	1,3	-9,9	-6,0	-1,4
C218	17,9	5,2	0,7	1,6	-1,0

Tabla 13: Esfuerzos en arranque en columnas, Elaboración propia (Fuente: Cypecad 2019).

Figura 29: Esfuerzos de la columna C213 (Fuente: Cypecad 2019).

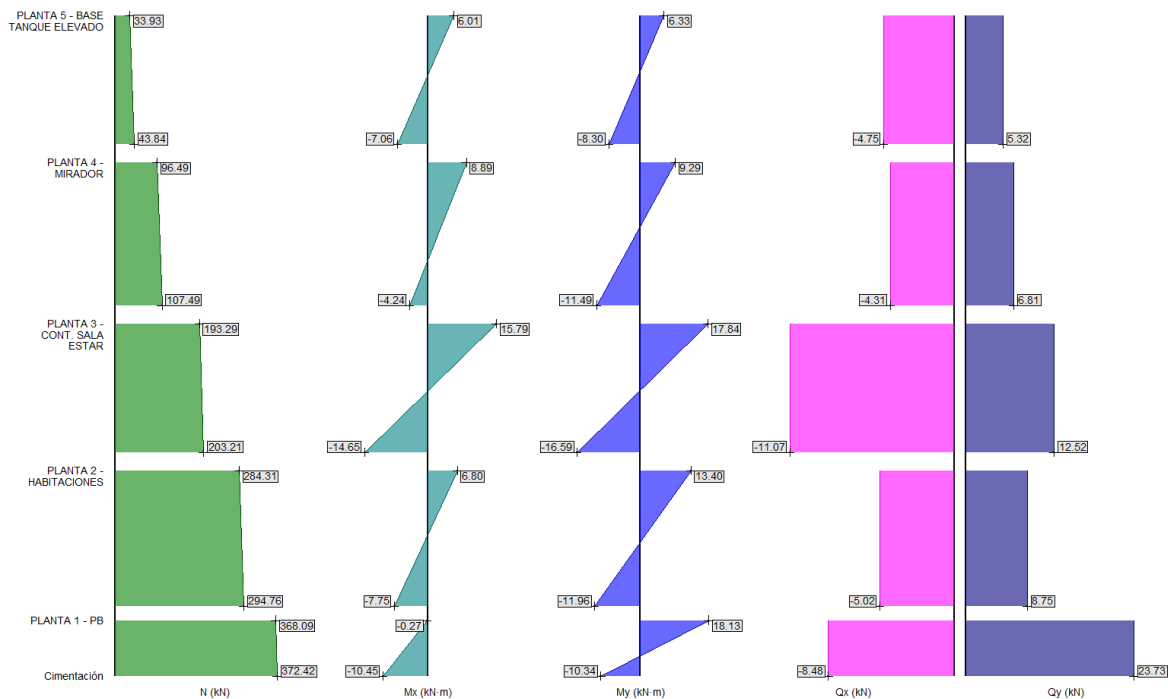


Figura 30: Armado de la columna C213 (Fuente: Cypecad 2019).

Edición del armado																
			Dimensión			Esquinas	Armado longitudinal				Armado transversal		As/Ac (%)			
			X (cm)	Y (cm)			Cara X		Cara Y	Cercos	Separación					
PLANTA 5 - BASE TANQUE ELEVADO	13.05 m		35	35	4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		15	1	
PLANTA 4 - MIRADOR	9.9 m		35	35	4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		15	1	
PLANTA 3 - CONT. SALA ESTAR	6.45 m		35	35	4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		15	1	
PLANTA 2 - HABITACIONES	3.3 m		35	35	4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		15	1	
PLANTA 1 - PB	0 m		35	35		Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		15	1	
Orientación	-1.5 m				4	Ø16	2	Ø12	2	Ø12		Ø6		3	1	

Resumen de las comprobaciones																			
Pilar	Posición	Dap.	Arm.	Q	Comprobaciones				Combinación	Comp.	Esfuerzos pésimos					Referencia		Eq.	Com.
					N.M (%)	Sim.	Disp. S.	Cap.			N (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Gx (kN)	Gy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)		
C213	Amanque	N.P.	N.P.	N.P.	57.6	N.P.	N.P.		57.6	1.2 PP+1.2 CM+0.5 Ga-SX-0.3 SY N.M.S.	374.8	7.7	-50.1	-29.0	11.3	7.7	-50.1		

3.5.5. Diseño estructural de fundaciones

Es la solución estructural más económica en edificaciones de pórticos de hormigón o acero; sirven de base para las columnas que transmiten la carga puntual de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite y se predimensiona en función a la carga que recibe y la capacidad portante del suelo.

Predimensionamiento de zapata central cuadrada

1) Dimensiones de la zapata

a) Datos (Zapata 213)

PP = 156,86 KN Peso propio

CM = 83,52 KN Carga muerta

Qa = 52,47 KN Carga viva

Sx = -80,25 KN Carga de sismo eje x

Sy = 62,11 KN Carga de sismo eje y

$f'_c = 21$ Mpa Resistencia específica a la compresión del hormigón

$f_y = 500$ Mpa Resistencia específica a la fluencia del acero

$E_s = 200000$ Mpa Módulo de elasticidad del acero

$\sigma_{adm} = 0,15$ Mpa Tensión admisible del terreno

- Carga de servicio

$$N_{serv} = PP + CM + Qa + Sx$$

$$N_{serv} = 156,86 \text{ KN} + 83,52 \text{ KN} + 52,47 - 80,25 \text{ KN}$$

$$N_{serv} = 212,6 \text{ KN}$$

- Área necesaria

$$A_{nec} = \frac{N_{serv}}{\sigma_{adm}}$$

$$A_{nec} = \frac{212,6 \text{ KN}}{0,15 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * \left(\frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}\right)^2}$$

$$A_{nec} = 1,42 \text{ m}^2$$

- Cargas mayoradas

$$Pu = 1,2 PP + 1,2 CM + 0,5 Qa - Sx - 0,3 Sy$$

$$Pu = 374,80 \text{ KN}$$

$$Mux = 7,7 \text{ KN.m}$$

$$Muy = -50,1 \text{ KN.m}$$

$$Qux = -29,0 \text{ KN}$$

$$Quy = 11,3 \text{ KN}$$

$$L = B = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{1,42 \text{ m}^2} = 1,19 \text{ m}$$

Para nuestro caso adoptaremos: $L = 1,65 \text{ m}$ y $B = 1,65 \text{ m}$.

- Canto

$$v = \frac{L - b1}{2} = \frac{165 \text{ cm} - 35 \text{ cm}}{2} = 65 \text{ cm}$$

$$h = \frac{v}{2} = \frac{65 \text{ cm}}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{Asumido:} \quad h = 35 \text{ cm}$$

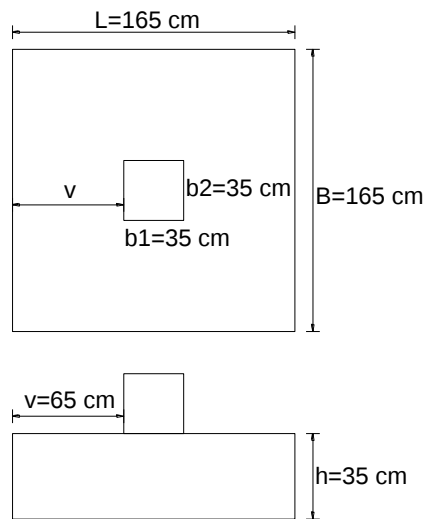


Ilustración 26: Dimensiones de la zapata

2) Verificación al hundimiento

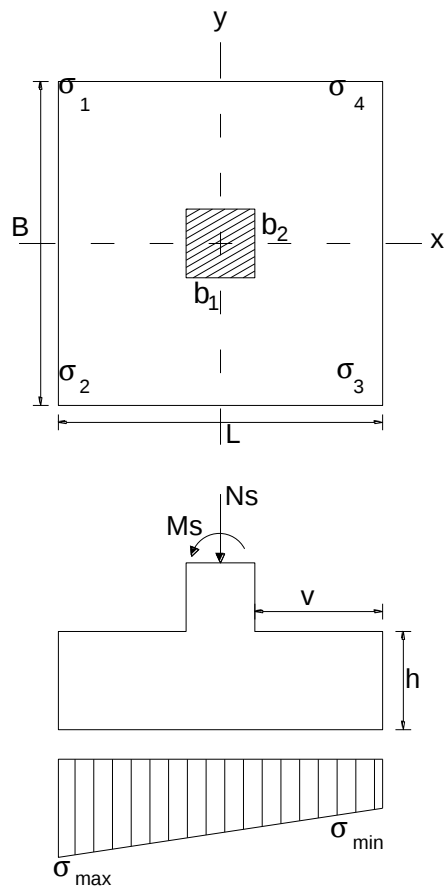


Ilustración 27: Distribución de tensiones del terreno

- Cálculo de las tensiones en el terreno

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_y}{L \cdot B^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma = \frac{212,6 \text{ KN}}{1,65\text{m} * 1,65\text{m}} \pm \frac{6 * 7,7 \text{ KN.m}}{1,65\text{m} * (1,65\text{m})^2} \pm \frac{6 * (-50,1) \text{ KN.m}}{1,65\text{m} * (1,65\text{m})^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = +, + = 0,02 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = +, - = 0,15 \text{ Mpa} \\ \sigma_3 = -, + = 0,00 \text{ Mpa} \\ \sigma_4 = -, - = 0,13 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \leq \sigma_{adm} = 0,15 \text{ Mpa} \quad \text{¡Cumple!}$$

3) Comprobación a punzonamiento

Se debe realizar en Resistencia última "Ru", (Vu)

$$V_u \leq \emptyset \cdot V_n \quad \emptyset = 0,75$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \lambda = 1$$

$$\beta = \frac{\text{lado largo columna}}{\text{lado corto columna}}$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 40: \text{ central} \\ 30: \text{ medianera} \\ 20: \text{ esquinera} \end{array} \right.$$

Datos:

$$L = 165 \text{ cm}$$

$$B = 165 \text{ cm}$$

$$b_1 = 35 \text{ cm}$$

$$b_2 = 35 \text{ cm}$$

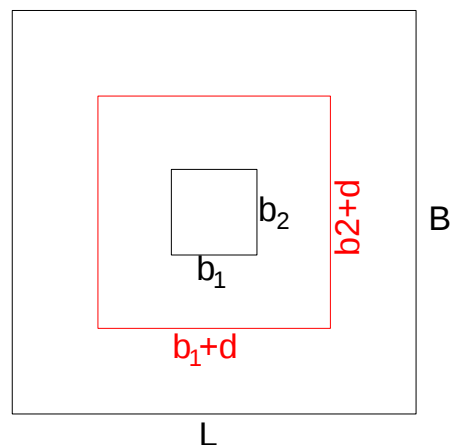
$$h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{rec.mec.} = \text{rec.geom.} + \emptyset_E + \emptyset_L/2$$

$$\text{rec.mec.} = 5 \text{ cm} + 1,2 \text{ cm} + 1,2 \text{ cm}/2$$

$$\text{rec.mec.} = 6,8 \text{ cm}$$

$$d = h - \text{rec.mec.}$$



$$b_o = [(b_1 + d) + (b_2 + d)] \cdot 2$$

$$d = 35 \text{ cm} - 6,8 \text{ cm}$$

b_o : perímetro a punzonamiento

$$d = 28,2 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Llargo}{Lcorto} = \frac{35 \text{ cm}}{35 \text{ cm}} = 1$$

$$b_o = [(b_1 + d) + (b_2 + d)] \cdot 2$$

$$b_o = [(35 \text{ cm} + 28,2 \text{ cm}) + (35 \text{ cm} + 28,2 \text{ cm})] \cdot 2$$

$$b_o = 252,8 \text{ cm}$$

Debe cumplir las siguientes relaciones:

$$a) \quad V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 252,8 \text{ cm} \cdot 28,2 \text{ cm}$$

$$V_c = 1110,75 \text{ KN}$$

$$b) \quad V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,083 \cdot \left(\frac{40 \cdot 28,2 \text{ cm}}{252,8 \text{ cm}} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 252,8 \text{ cm} \cdot 28,2 \text{ cm}$$

$$V_c = 1752,2 \text{ KN}$$

$$c) \quad V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa} \cdot \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} \cdot 252,8 \text{ cm} \cdot 28,2 \text{ cm}$$

$$V_c = 1078,08 \text{ KN}$$

El valor menor de las tres ecuaciones se asume.

El menor $V_c = 1078,08 \text{ KN}$

Entonces verificamos:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$374,80 \text{ KN} \leq 0,75 \cdot 1078,08 \text{ KN}$$

$$374,80 \text{ KN} \leq 808,56 \text{ KN} \quad \text{¡Cumple!}$$

4) Diseño de la armadura

Según NB 1225001 (las tensiones es resistencia última)

$$\sigma = \frac{N_u}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M_{ux}}{B \cdot L^2} \pm \frac{6 \cdot M_{uy}}{L \cdot B^2}$$

$$\sigma = \frac{374,80 \text{ KN}}{1,65 \text{ m} \cdot 1,65 \text{ m}} \pm \frac{6 \cdot 7,7 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1,65 \text{ m} \cdot (1,65 \text{ m})^2} \pm \frac{6 \cdot (-50,1) \text{ KN} \cdot \text{m}}{1,65 \text{ m} \cdot (1,65 \text{ m})^2}$$

$$\sigma_1 = + , + = 0,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = + , - = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_3 = - , + = 0,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_4 = - , - = 0,19 \text{ Mpa}$$

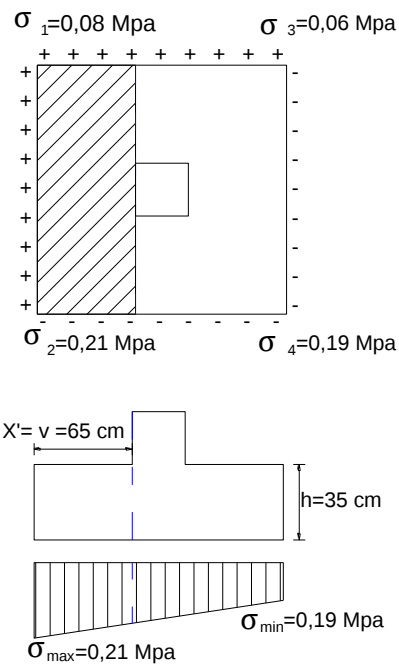


Ilustración 28: Distribución de tensiones en el terreno (para el sentido x)

$$M_u = \sigma_{\max} \cdot (x' \cdot B) \cdot \frac{x'}{2}$$

$$M_u = 0,21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * (65 \text{ cm} * 165 \text{ cm}) * \frac{0,65 \text{ m}}{2}$$

$$M_u = 73,20 \text{ KN.m}$$

- Hallando el bloque de compresión “a”

$$M_d \leq \phi \cdot N_c \cdot Z \quad \phi = 0,9$$

$$M_d = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Igualando:

$$0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot B} = 0$$

$$0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{73,20 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,9 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 1,65 \text{ m}} = 0$$

$$0,5 \cdot a^2 - 28,2 \cdot a + 27,62 = 0$$

Resolviendo la ecuación de 2do grado:

$$a_1 = 55,4 \text{ cm}$$

$$a_2 = 1,00 \text{ cm} \quad \checkmark$$

- Hallando la fuerza del bloque de compresión

$$N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a$$

$$N_c = 0,85 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 165 \text{ cm} * 1 \text{ cm}$$

$$N_c = 294,53 \text{ KN}$$

- Hallando el área de acero

$$A_s = \begin{cases} A_{s_{calc}} = \frac{N_c}{f_y} = \frac{294,53 \text{ KN}}{500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}} = 5,89 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} = 1,8 \text{ ‰} \cdot B \cdot d = 0,0018 * 165 \text{ cm} * 28,2 \text{ cm} = 8,38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Asumiendo:

$$A_{s_{adoptada}} = 8 \text{ } \varnothing 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

- Armadura en el sentido “y”

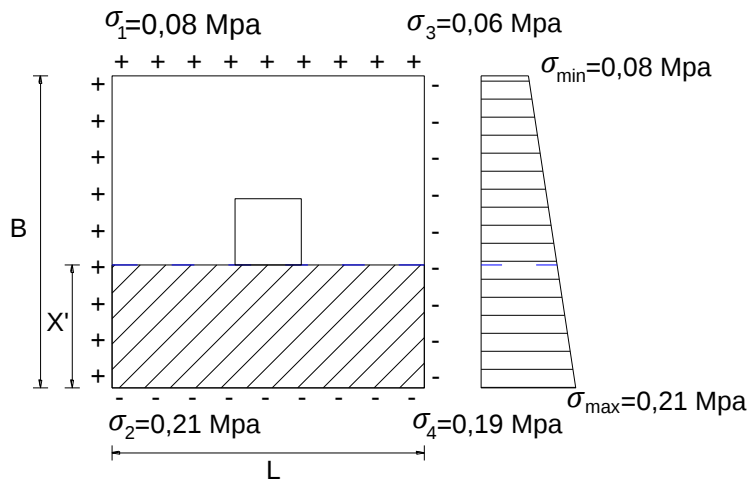


Ilustración 29: Distribución de tensiones en el terreno (para el sentido y)

$$M_u = \sigma_{max} \cdot (x' \cdot B) \cdot \frac{x'}{2}$$

$$M_u = 0,21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * (65 \text{ cm} * 165 \text{ cm}) * \frac{0,65 \text{ m}}{2}$$

$$M_u = 73,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Hallando el bloque de compresión “a”

$$M_d \leq \phi \cdot N_c \cdot Z \quad \phi = 0,9$$

$$M_d = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot a) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad ; \quad M_d = M_u$$

Igualando:

$$0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot B} = 0$$

$$0,5 \cdot a^2 - d \cdot a + \frac{73,20 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0,85 * 0,9 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 1,65 \text{ m}} = 0$$

$$0,5 \cdot a^2 - 28,2 \cdot a + 27,62 = 0$$

Resolviendo la ecuación de 2do grado:

$$a_1 = 55,4 \text{ cm}$$

$$a_2 = 1,00 \text{ cm} \quad \checkmark$$

- Hallando la fuerza del bloque de compresión

$$N_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot L \cdot a$$

$$N_c = 0,85 * 21 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2} * 165 \text{ cm} * 1 \text{ cm}$$

$$N_c = 294,53 \text{ KN}$$

- Hallando el área de acero

$$A_s = \begin{cases} A_{s_{\text{calc}}} = \frac{N_c}{f_y} = \frac{294,53 \text{ KN}}{500 \text{ Mpa} * \frac{0,1 \text{ KN}}{1 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}^2}} = 5,89 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\text{min}}} = 1,8 \text{ ‰} \cdot B \cdot d = 0,0018 * 165 \text{ cm} * 28,2 \text{ cm} = 8,38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Asumiendo:

$$A_{s_{\text{adoptada}}} = 8 \text{ } \phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento

Adoptamos el recubrimiento lateral: $\text{rec} = 5 \text{ cm}$

$$\text{Esp } x = \frac{B - 2 \cdot \text{rec}}{N_b - 1} = \frac{165 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{8 - 1} = 22,1 \text{ cm}$$

$$Esp\ y = \frac{L - 2 \cdot rec}{Nb - 1} = \frac{165\text{ cm} - 2 * 5\text{ cm}}{8 - 1} = 22,1\text{ cm}$$

$$rec\ x = \frac{B - Esp\ x \cdot (Nb - 1)}{2} = \frac{165\text{ cm} - 25,8\text{ cm} * (8 - 1)}{2} = 5,15\text{ cm}$$

$$rec\ y = \frac{L - Esp\ y \cdot (Nb - 1)}{2} = \frac{165\text{ cm} - 25,8\text{ cm} * (8 - 1)}{2} = 5,15\text{ cm}$$

- Longitud de anclaje

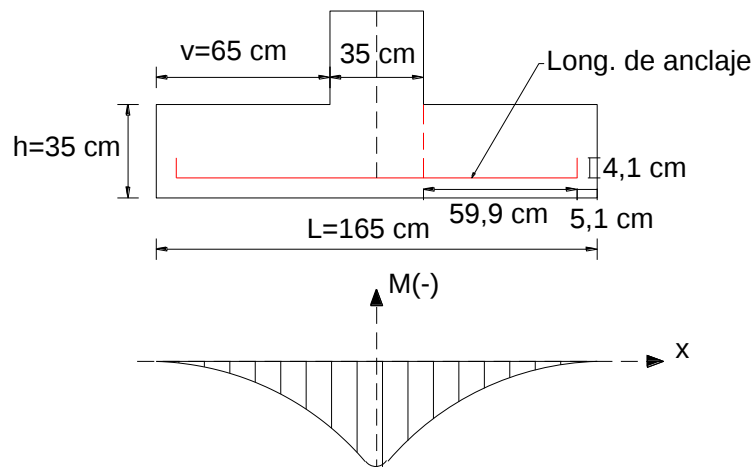


Ilustración 30: Longitud de anclaje de la armadura

Long. de desarrollo en (m)		$f'_c = 21\text{ (Mpa)}$						
Empalme de barras en (m)		$f_y = 500\text{ (Mpa)}$						
Posición	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 16$	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
Encima 300 mm	0,42	0,55	0,69	0,83	1,11	1,71	2,14	2,74
Debajo 300 mm	0,32	0,43	0,53	0,64	0,85	1,32	1,64	2,10

- Longitud total de la barra

$$L_T = 2 * La + b_1$$

$$L_T = 2 * 0,64\text{ m} + 0,35\text{ m}$$

$$L_T = 1,63\text{ m}$$

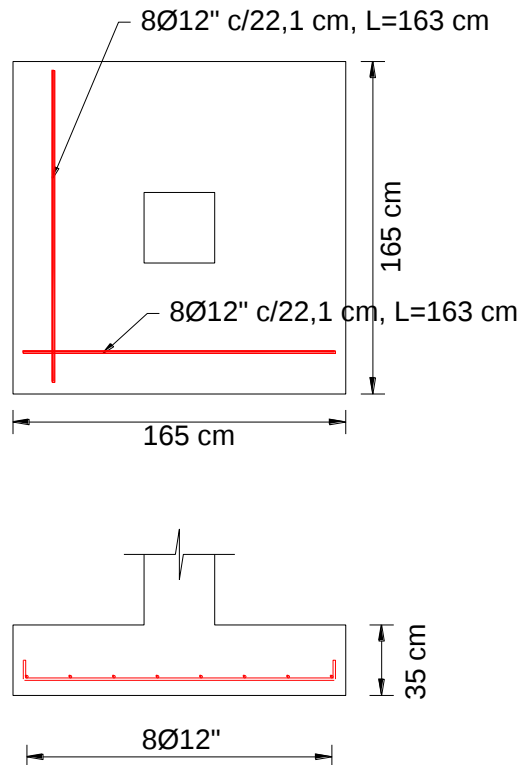


Ilustración 31: Disposición de la armadura en la zapata

3.5.6. Estructuras complementarias

3.5.6.1. Diseño estructural de escaleras

Las escaleras por su tipo de apoyo pueden ser simplemente apoyadas o empotradas.

Fernández Chea indica que “por condiciones de que no existe el empotramiento perfecto, las gradas se consideran simplemente apoyadas” de esta manera se consiguen momentos positivos son mayores a los que se presentarían en la condición de empotramiento, pero con la observación que se estaría diseñando una escalera con momentos negativos cero en los apoyos.

Si el empotramiento se realiza en una viga se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos, pero al calcular las armaduras de

vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple.

De esta manera se evitarán las fisuraciones tanto en los apoyos (momentos negativos), como en los centros de vano (momentos positivos).

- **Geometría de la escalera**

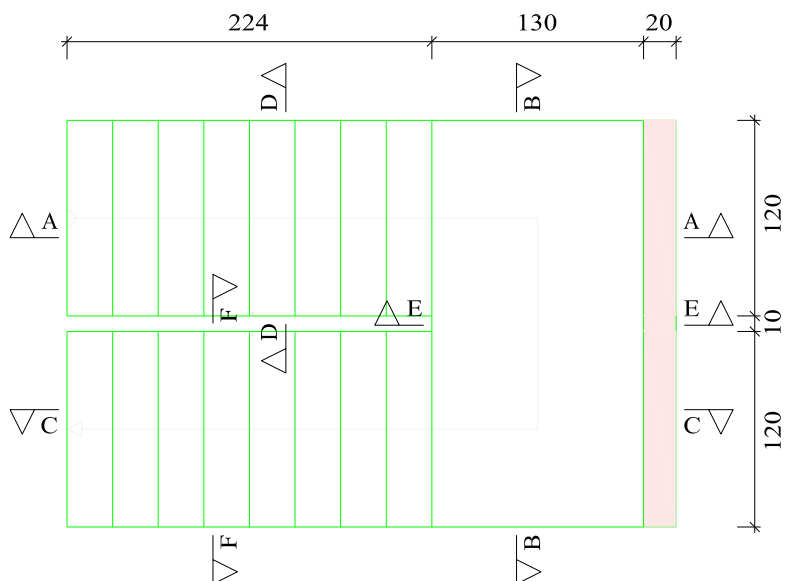


Ilustración 32: Geometría de la escalera, vista de planta

Datos:

$f_c =$	21	Mpa	Resistencia a la compresión del hormigón.
$f_y =$	500	Mpa	Resistencia específica a la fluencia del acero.
$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	2500	kg/m ³	Peso específico del H° A°.
$Z =$	3,29	m	Desnivel a salvar.
$r =$	3	cm	Recubrimiento de la armadura.

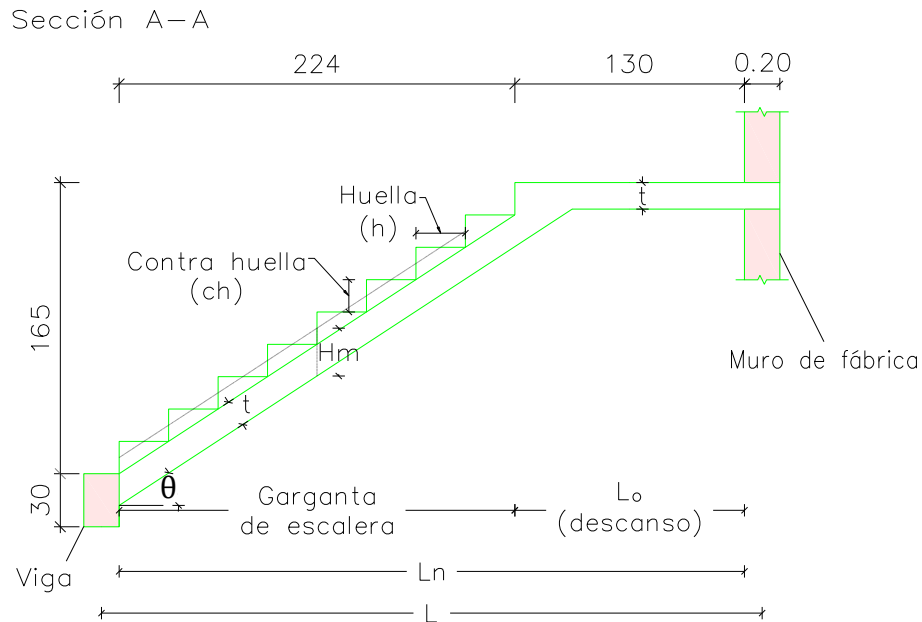


Ilustración 33: Geometría de la escalera, vista de corte

- Espesor mínimo

Espesor de la placa: $t = \frac{L_n}{25} = \frac{3,54 \text{ m}}{25} \longrightarrow t = 0,14 \text{ m}.$

Adoptamos: $t = 0,15 \text{ m}$

Donde:

L_n : luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos.

t : espesor de la placa.

a) Dimensiones de la Huella y Contrahuella

Huella: $h = \frac{L_o}{N^\circ \text{ huellas}} = \frac{224 \text{ cm}}{8} \longrightarrow h = 28 \text{ cm}.$

Contrahuella: $ch = \frac{Z/2}{N^\circ \text{ contrahuellas}} = \frac{164,5 \text{ cm}}{9} \longrightarrow ch = 18,3 \text{ cm}.$

- Cálculo de la inclinación de la escalera

$\cos \theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + ch^2}} = \frac{28 \text{ cm}}{\sqrt{(28 \text{ cm})^2 + (18,3 \text{ cm})^2}} \longrightarrow \cos \theta = 0,84$

- Cálculo de la altura media de la garganta de la escalera

$$H_m = \frac{t \text{ (cm)}}{\cos \theta} + \frac{ch \text{ (cm)}}{2} = \frac{15}{0,84} + \frac{18,3}{2} \longrightarrow H_m \approx 27,01 \text{ cm.}$$

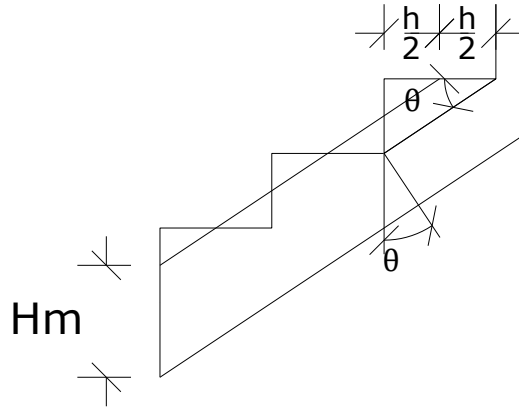


Ilustración 34: Detalle, altura media de la garganta de la escalera

- b) Ancho o ámbito de la escalera

$$Be = 1,20 \text{ m} \geq 1 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

- Cálculo del número de peldaños

$$n = \frac{Z}{ch} = \frac{3,29 \text{ m}}{0,18 \text{ m}} \longrightarrow n = 18 \text{ peldaños}$$

- c) Análisis Estructural

- Cálculo de la carga muerta para rampa

$$\text{Peldaño} = \frac{\gamma_{\text{peldaño}} \cdot t_{\text{rampa}}}{2} = \frac{2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,15 \text{ m}}{2} \longrightarrow \text{Peldaño} = 188 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Rampa} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot t_{\text{rampa}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,15 \text{ m} \longrightarrow \text{Rampa} = 375 \text{ kg/m}^2$$

Carga Muerta (D):

Descripción	[kg/m ²]	[m]	[kg/m]	[m ²]	[kg]
Peldaño	188	1,00	188	1,56	293.28
Rampa	375	1,00	375	1,56	585

Solado	250	1,00	250	1,56	390
Barandado	200	1,00	200	1,56	312
D =	1013		1013		1580,28

- Cálculo de la carga muerta para el descanso

$$\text{Losa} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * t_{\text{rampa}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0,15 \text{ m} \longrightarrow \text{Losa} = 375 \text{ kg/m}^2$$

Carga Muerta (D):

Descripción	[kg/m ²]	[m]	[kg/m]	[m ²]	[kg]
Losa	375	1,00	375	1,56	585
Solado	250	1,00	250	1,56	390
Barandado	200	1,00	200	1,56	312
D =	825		825		1287

- Sobre carga de uso

Carga viva (L):

$$\text{Sobrecarga de uso} \longrightarrow L = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Para } 1,56 \text{ m}^2 \longrightarrow L = 390 \text{ kg}$$

Carga última (Wu):

$$Wu = 1,2 D + 1,6 L$$

- Carga última de diseño en la rampa

Descrip.	Factor	D [kg/m]	Factor	L [kg/m]	[kg/m]	[KN/m]	[m ²]	[KN]
Wu	1,2	1013	1,6	250	1615,6	16,16	1,56	25,20

- Carga última de diseño en el descanso

Descrip.	Factor	D [kg/m]	Factor	L [kg/m]	[kg/m]	[KN/m]	[m ²]	[KN]
Wu	1,2	825	1,6	250	1390	13,90	1,56	21,68

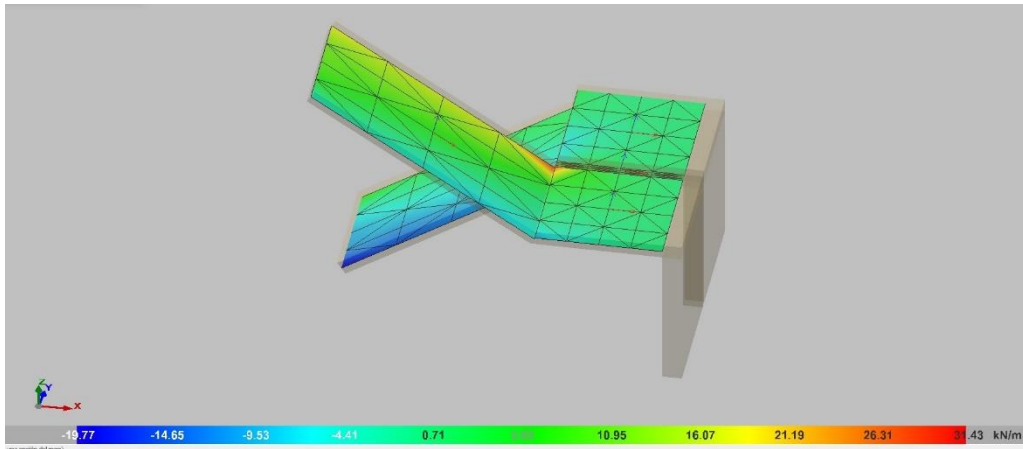


Ilustración 35: Diagrama de esfuerzos en escalera

d) Diseño a flexión

- Momento positivo en la rampa

$$M_{\max} = \frac{1}{8} * W_u * L^2 = \frac{1}{8} * 16,16 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (2,24 \text{ m})^2 \longrightarrow M_{\max} = 10,14 \text{ KN.m}$$

- Factor de resistencia

Factor de reducción de resistencia a flexión: $\longrightarrow \phi = 0,90$

- Armadura mínima

Recubrimiento geométrico: $\longrightarrow r_G = r = 3 \text{ cm}$

Además: $b = 1,00 \text{ m}$ $h = H_m = 0,27 \text{ m}$ $d = 24 \text{ cm}$

$$A_{s \min} = 1,8 \text{ ‰} \cdot b \cdot h = 0,0018 * 1,00 \text{ m} * 0,27 \text{ m} \longrightarrow A_{s \min} = 4,86 \text{ cm}^2$$

- Armadura máxima

$$A_{s \max} = 0,85 * 0,85 * 0,375 * \frac{f_c}{f_y} * b * d$$

$$A_{s \max} = 0,85 * 0,85 * 0,375 * \frac{21 \text{ Mpa}}{500 \text{ Mpa}} * 1,00 \text{ m} * 24 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 27,31 \text{ cm}^2$$

- Armadura requerida

$$M_u = M_{\max} = 10,14 \text{ KN.m}$$

- Altura del bloque de compresión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0,85 * \phi * f_c * b}}$$

$$a = 24 \text{ cm} * \sqrt{(24 \text{ cm})^2 - \frac{2 * 10,14 \text{ KN.m}}{0,85 * 0,90 * 21 \text{ Mpa} * 1,00 \text{ m}}}$$

$$a = 0,003 \text{ m}$$

Armadura requerida:

$$M_u = \phi * M_n \longrightarrow M_u = \phi * T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{10,14 \text{ KN.m}}{0,90 * 500 \text{ Mpa} * \left(24 \text{ cm} - \frac{0,003}{2} \text{ m}\right)}$$

$$A_s = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Como:} & A_s & < & A_{s \text{ min}} \\ & 0,94 \text{ cm}^2 & < & 4,86 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\text{Asumo:} \quad A_{s \text{ min}} = 4,86 \text{ cm}^2$$

- Momento máximo en el descanso

$$M_{\max} = \frac{1}{8} * W_u * L^2 = \frac{1}{8} * 13,90 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (1,30 \text{ m})^2 \longrightarrow M_{\max} = 2,94 \text{ KN.m}$$

- Factor de resistencia

$$\text{Factor de reducción de resistencia a flexión:} \longrightarrow \phi = 0,90$$

- Armadura mínima

Recubrimiento geométrico:



$$r_G = r = 3 \text{ cm}$$

Además: $b = 1,00 \text{ m}$

$h = t = 0,15 \text{ m}$

$d = 12 \text{ cm}$

$$A_{s \min} = 1,8 \text{ ‰} \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 0,15 \text{ m}$$



$$A_{s \min} = 2,70 \text{ cm}^2$$

- Armadura máxima

$$A_{s \max} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,375 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \max} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,375 \cdot \frac{21 \text{ Mpa}}{500 \text{ Mpa}} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 12 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 13,66 \text{ cm}^2$$

- Armadura requerida

$$M_u = M_{\max} = 2,94 \text{ KN.m}$$

- Altura del bloque de compresión

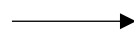
$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_c \cdot b}}$$

$$a = 12 \text{ cm} \cdot \sqrt{(12 \text{ cm})^2 - \frac{2 \cdot 2,94 \text{ KN.m}}{0,85 \cdot 0,90 \cdot 21 \text{ Mpa} \cdot 1,00 \text{ m}}}$$

$$a = 0,002 \text{ m}$$

Armadura requerida:

$$M_u = \phi \cdot M_n$$



$$M_u = \phi \cdot T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{2,94 \text{ KN.m}}{0,90 \cdot 500 \text{ Mpa} \cdot \left(12 \text{ cm} - \frac{0,002}{2} \text{ m}\right)}$$

$$A_s = 0,55 \text{ cm}^2$$

Como:

$$A_s < A_{s \text{ min}}$$

$$0,55 \text{ cm}^2 < 2,70 \text{ cm}^2$$

Asumo:

$$A_{s \text{ min}} = 2,70 \text{ cm}^2$$

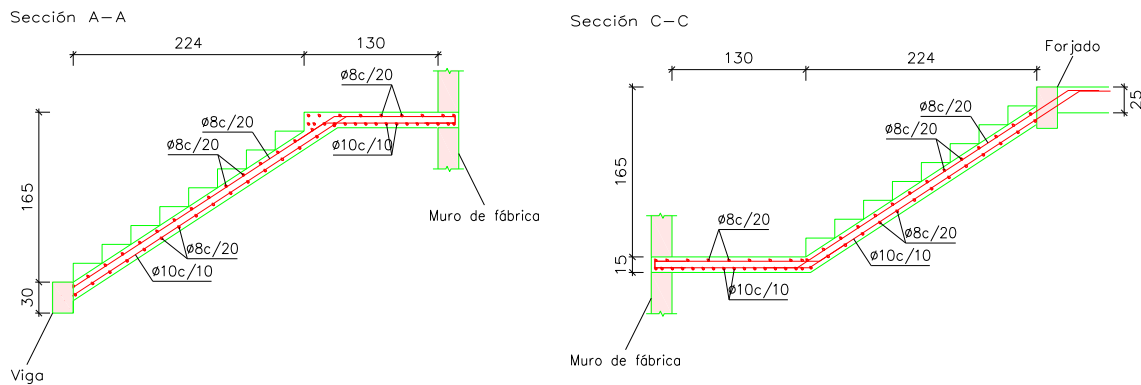


Ilustración 36: Despiece de Armadura, Elaboración propia.

e) Verificación a corte

- Factor de reducción de resistencia

Factor de reducción resistencia a corte: $\longrightarrow \phi = 0,75$

- Capacidad del hormigón a la resistencia a corte

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \sqrt{21} \text{ Mpa}$$

$$\phi \cdot V_c = 584,28 \text{ KN/m}^2$$

- Verificación de la tensión de trabajo del hormigón

$$\sqrt{f_c} \leq 8,3 \text{ Mpa}$$

$$\sqrt{21} \text{ Mpa} \leq 8,3 \text{ Mpa}$$

$$4,58 \text{ Mpa} \leq 8,3 \text{ Mpa} \quad \text{Cumple!}$$

- Ratio "Relación Demanda/Capacidad"

Tensión de corte último en la Rampa:

$$V_u = \frac{P_u}{b_o \cdot d} = \frac{25,2 \text{ KN}}{1,2 \text{ m} \cdot 24 \text{ cm}} \longrightarrow V_u = 87,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi \cdot V_c} \leq 1$$

$$\text{Ratio} = \frac{87,5 \frac{KN}{m^2}}{584,28 \frac{KN}{m^2}} \leq 1$$

$$\text{Ratio} = 0,15 \leq 1 \quad \text{Cumple!}$$

- Tensión de corte último en el Descanso:

$$V_u = \frac{P_u}{b_o \cdot d} = \frac{21,68 \text{ KN}}{1,2 \text{ m} \cdot 12 \text{ cm}} \longrightarrow V_u = 150,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Ratio} = \frac{V_u}{\phi \cdot V_c} \leq 1$$

$$\text{Ratio} = \frac{150,56 \frac{KN}{m^2}}{584,28 \frac{KN}{m^2}} \leq 1$$

$$\text{Ratio} = 0,26 \leq 1 \quad \text{Cumple!}$$

3.6. Sismo

Con el análisis sísmico se busca reducir a un mínimo la posible pérdida de vidas humanas por efectos sísmicos, y preservar en lo posible el patrimonio del estado, de las instituciones públicas y particulares y de los habitantes.

En la norma NBDS-2006, esta norma establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes ubicadas en zonas de amenaza sísmica. Se incluye también indicaciones para realizar el diagnóstico sísmico de edificaciones y recomendaciones de refuerzos estructurales.

Norma utilizada: NBDS-2006

3.6.1. Datos generales del sismo

Zona sísmica (NBDS, 3.4 y 3.5): Zona 4

Tipo de suelo (NBDS, 4): S3 – Suelo blando

Factor de comportamiento sísmico (X y Y) (NBDS, 7.1): FC = 2

Importancia de la obra (NBDS, 5): Grupo C

3.6.2. Parámetros necesarios para la definición del espectro

Aceleración básica (NBDS, 3.4 y 3.5) $a_0 = 0,10 \text{ g}$

Zona sísmica (NBDS, 3.4 y 3.5): Zona 4

Tipo de suelo (NBDS, 4): S3 – Suelo blando

Aceleración máxima del terreno (NBDS, 8.1) $c = 0,25 \text{ g}$

Factor de importancia (NBDS, 5) $FI = 1,0$

Importancia de la obra (NBDS, 5): Grupo C

Exponente que define la curva de disminución del espectro (NBDS, 8.1) $r = 1,0$

Periodo de inicio de la meseta (NBDS, 8.1) $T_1 = 0,8$

Periodo de finalización de la meseta (NBDS, 8.1) $T_2 = 3,0$

• **Rango de periodos**

a) Rango de periodos $T \leq T_1$ (línea ascendente)

$$\frac{S_a}{g} = a_0 + (c - a_0) \cdot \frac{T}{T_1}$$

b) Rango de periodos $T_1 \leq T \leq T_2$ (meseta del espectro)

$$\frac{S_a}{g} = c$$

c) Rango de periodos $T_2 \leq T$ (curva descendente)

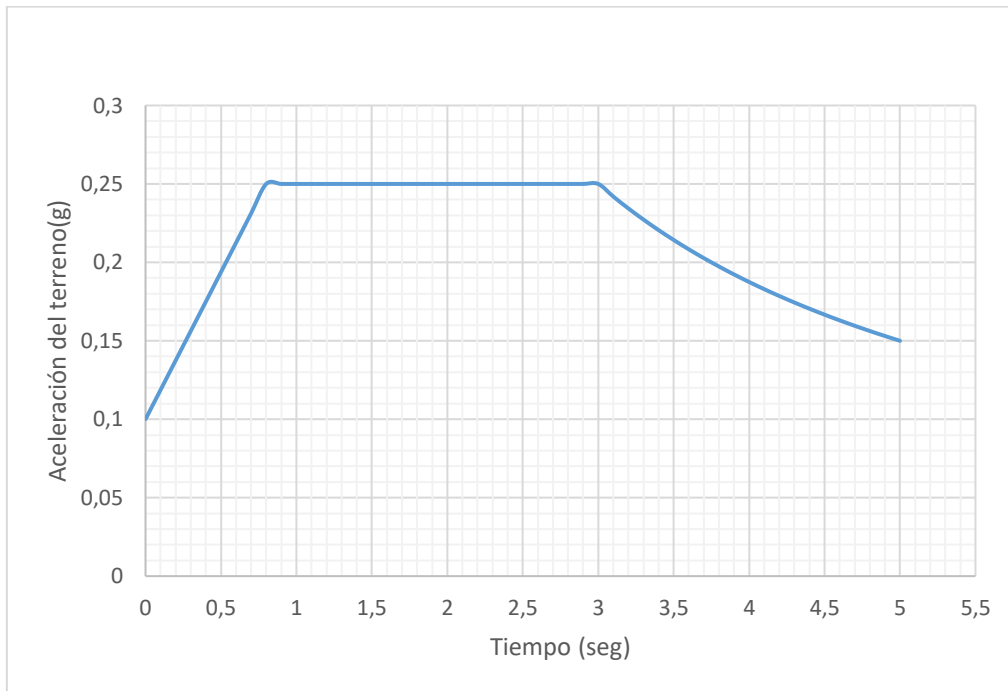
$$\frac{S_a}{g} = c \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^r$$

Periodo T(seg)	Sa/g
0,001	0,100
0,1	0,119
0,2	0,138
0,3	0,156
0,4	0,175
0,5	0,194
0,6	0,213

0,7	0,231
0,8	0,250
0,9	0,250
1	0,250
1,1	0,250
1,2	0,250
1,3	0,250
1,4	0,250
1,5	0,250
1,6	0,250
1,7	0,250
1,8	0,250
1,9	0,250
2	0,250
2,1	0,250
2,2	0,250
2,3	0,250
2,4	0,250
2,5	0,250
2,6	0,250
2,7	0,250
2,8	0,250
2,9	0,250
3	0,250
3,1	0,242
3,2	0,234
3,3	0,227
3,4	0,221
3,5	0,214
3,6	0,208
3,7	0,203
3,8	0,197
3,9	0,192
4	0,188
4,1	0,183
4,2	0,179
4,3	0,174
4,4	0,170
4,5	0,167
4,6	0,163
4,7	0,160

4,8	0,156
4,9	0,153
5	0,150

3.6.3. Espectro sísmico



CAPÍTULO 4

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4. Conclusiones y Recomendaciones

4.1. Conclusiones

Del presente proyecto “Diseño Estructural – Internado Rural en el Municipio de Entre Ríos”, se llegó a las siguientes conclusiones:

- Con el Diseño Estructural del Internado Rural, se dará inicio a la Construcción del mismo, para el beneficio de las familias de escasos recursos donde se albergará en el periodo escolar a estudiantes de escasos recursos y niños con discapacidad, de diferentes comunidades del área de influencia.
- El estudio de suelos se realizó hasta una profundidad de 2,00 m donde los resultados obtenidos del SPT nos dio una capacidad portante del suelo mayor a 1,50 kg/cm², también se observó que es un suelo areno arcilloso bien consolidado y compacto, por lo que se tomó la decisión de fundar a los 1.50 m de profundidad.
- El diseño de la cubierta metálica se lo realizó con perfiles tipo costaneras tanto para las correas como para la cercha con uniones soldadas de elemento a elemento (CA) ya que estos son perfiles comerciales en el mercado de Tarija.
- Para las estructuras metálicas se utilizaron las siguientes normas:
 - Acero conformado: AISI S100-2007 (LRFD) (USA).
 - Acero laminado: ANSI/AISC 360-10 (LRFD) (USA).
 - Soldadura: AWS D1.1/D1.1 M: 2010.

Además el material de los perfiles (material base): A36.

- Se obtiene del diseño estructural las siguientes tablas de perfil costanera CA y fierro corrugado:

TOTAL PERFIL COSTANERA

Perfil	Longitud (m)	Cantidad (Barras)
CA 80x40x15x2	6.889,55	1149
CA 80x40x15x3	72,95	13
CA 100x50x15x2	1.914,00	319
CA 125x50x15x2	1.274,44	213

TOTAL FIERRO CORRUGADO

Diámetro	Peso (kg)
Ø6	7.547,4
Ø8	1.087,0
Ø10	2.756,7
Ø12	31.410,1
Ø16	1.734,0
Ø20	297,0
Total	44.832,2

- El desarrollo del cálculo estructural se realizó empleando el programa cypecad 2019, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente bajo la Norma Boliviana del Hormigón Estructural NB 1225001.
- Las luces de las vigas que están entre 4,10 m a 6,70 m se planteó el tipo de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo, ya que este tipo de losas alivianan el peso estructural transmitido al suelo, además son ambientes sobre todo de dormitorios, donde las losas no serán muy solicitadas.
- Se agruparon las fundaciones, debido a la sobreposición de zapatas, logrando una mejor funcionalidad de la estructura.
- El costo estimado del proyecto según el presupuesto es de Bs. 11.700.472,09. El costo contempla las instalaciones y el equipamiento, una

vez concluida la construcción está lista para su funcionamiento, previa designación del personal administrativo del internado rural.

- El tiempo de ejecución del proyecto, según el cronograma de actividades nos dá un plazo de ejecución de 602 días calendario, se considera que con este plazo se realizará una ejecución satisfactoria del proyecto.

4.2.Recomendaciones

- Al ejecutar las obras del proyecto cumplir y hacer cumplir lo dispuesto en la norma NB 1225001 y de esta manera garantizar el trabajo realizado.
- El material a utilizar que cumpla con la calidad establecida en las especificaciones técnicas, para que de esta manera la obra pueda cumplir con su vida útil para la cual fue diseñada.
- Exigir que el personal designado para la ejecución de las obras sea el indicado, y de esta manera ejecutar trabajos garantizados.
- Entablar una buena relación entre la entidad contratante, la supervisión, la empresa contratista y el beneficiario final, para que las obras del proyecto se ejecuten con la mayor de las ventajas hacia los beneficiarios.