CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

1 ANTECEDENTES

1.1 El problema

El incremento poblacional en la zona ha provocado una creciente demanda de espacios educativos, lo que ha obligado a muchas familias a trasladar a sus hijos a unidades educativas ubicadas a mayor distancia.

Esta carencia de infraestructura educativa limita la capacidad de atención a la población estudiantil local, afectando negativamente el acceso oportuno a la educación y dificultando el proceso formativo de los niños.

1.1.1 Planteamiento

La escasez de infraestructura adecuada para satisfacer las demandas educativas y administrativas del **Colegio 12 de agosto**, así como la limitada disponibilidad de cupos para los nuevos estudiantes de la comunidad de Campo Pajoso, son consecuencia del notable crecimiento poblacional de niños y adolescentes en la zona.

Este problema se origina en una deficiente planificación urbana que no ha previsto el incremento demográfico ni la creciente necesidad de servicios educativos, derivando en una disminución de la calidad educativa y, en consecuencia, en un descenso del rendimiento académico de los estudiantes.

El deterioro actual de la infraestructura educativa, que pone en riesgo la seguridad de los estudiantes, evidencia la urgencia de construir nuevas aulas y espacios que amplíen la capacidad del colegio, garantizando ambientes apropiados para el desarrollo de actividades académicas y administrativas.

Mientras tanto, soluciones alternativas como la implementación de un modelo educativo semipresencial o de turnos escalonados buscan reducir la concentración de estudiantes de manera temporal; sin embargo, estas no sustituyen la necesidad definitiva de construir nueva infraestructura educativa.

1.1.2 Formulación

¿Será una solución efectiva la construcción del Colegio 12 de agosto en la comunidad de Campo Pajoso para aumentar la capacidad de estudiantes y mejorar la calidad educativa?

Si se lleva a cabo la construcción, se prevé un incremento significativo en la capacidad de albergue estudiantil, permitiendo la admisión de nuevos alumnos procedentes de comunidades cercanas. Además, contar con una infraestructura más amplia, segura y funcional se considera un factor clave para elevar la calidad de la educación impartida.

1.2 Objetivo

1.2.1 General

Realizar el **diseño estructural sismorresistente** de la Unidad Educativa 12 de agosto, ubicada en la comunidad de Campo Pajoso (Yacuiba, provincia Gran Chaco, Tarija), aplicando el Proyecto de Norma Boliviana NB 1225001 y la NBDS 2023, a fin de garantizar la seguridad y funcionalidad de la infraestructura frente a eventos sísmicos.

1.2.2 Específicos

- ✓ Diseñar la estructura de la cubierta que estará formada por cerchas de perfiles metálicos.
- ✓ Estudiar las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se va a fundar la cimentación de la estructura.
- ✓ Realizar el cálculo estructural en el software establecido (CYPECAD versión 2024) y la verificación de los resultados a través de cálculos manuales de los elementos más críticos.
- ✓ Ejecutar un análisis modal espectral de la estructura utilizando el software ETABS, aplicando la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS 2023), con el fin de evaluar su comportamiento ante eventos sísmicos y garantizar su estabilidad estructural.
- ✓ Elaborar los planos estructurales necesarios para la correcta ejecución de la obra.
- ✓ Determinar el presupuesto estimado de la obra (especificaciones técnicas, presupuesto general, análisis de precios unitarios, cómputos métricos y cronograma de ejecución).

- ✓ Comparar los costos de la estructura sismorresistente y la estructura sin consideración sísmica, en función de los volúmenes de hormigón, las cuantías de acero y el costo total del proyecto.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Aplicar y organizar los conocimientos adquiridos en el área de estructuras durante la formación universitaria, proporcionando un diseño que sirva como referencia para futuros estudiantes interesados en el cálculo de estructuras según la NB 1225001 y la NBDS 2023.

Este trabajo también contribuye al cumplimiento de los requisitos académicos para la obtención del grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, constituyéndose en una experiencia formativa clave para el ejercicio profesional.

1.3.2 Técnica

Desarrollar el diseño estructural aplicando la mejor alternativa en cuanto a fundación, sistema estructural y análisis de cargas y sobrecargas, cumpliendo con las normativas vigentes en Bolivia para su respectivo cálculo estructural.

1.3.3 Social

Colaborar con el diseño estructural de la Unidad Educativa 12 de agosto, para que pueda ser ejecutado por el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba, proporcionando toda la ingeniería del proyecto, planos estructurales y estudios de suelos.

El objetivo es mejorar la calidad educativa en áreas rurales cercanas, brindando a los estudiantes un establecimiento más amplio y seguro.

El Gobierno Municipal manifestó que el diseño estructural aún no se había realizado, por lo que se solicitaron los planos arquitectónicos para desarrollar este cálculo como proyecto de grado.

1.4 Alcance del proyecto

El presente proyecto comprende el diseño estructural integral de todos los bloques de aulas de la Unidad Educativa “12 de agosto”, ubicada en la comunidad de Campo Pajoso.

Se realizará un análisis modal espectral con el propósito de verificar que los desplazamientos de la estructura cumplan con los límites establecidos por la normativa, garantizando así la seguridad y estabilidad del sistema estructural. Asimismo, se llevarán a cabo estudios de suelos para determinar la tensión admisible del terreno y definir las condiciones geotécnicas más adecuadas para el diseño de las fundaciones.

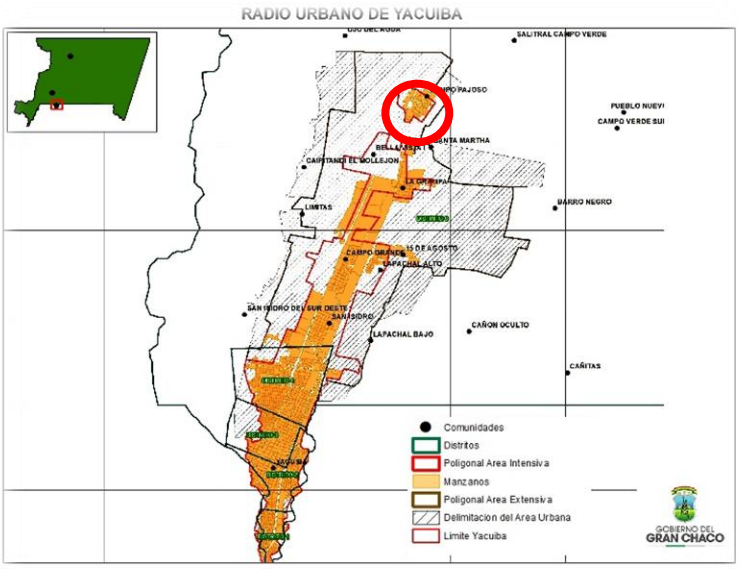
El proyecto contempla también la elaboración de un presupuesto general de la obra gruesa, incluyendo cómputos métricos, especificaciones técnicas, análisis de precios unitarios y cronograma de ejecución. De igual manera, se desarrollarán los planos estructurales detallados con la información necesaria para la correcta ejecución constructiva.

Es importante señalar que el alcance del proyecto no incluye los servicios complementarios (instalaciones eléctricas, sanitarias, de telecomunicaciones, gas o protección contra incendios), ni la demolición de estructuras existentes, limitándose de manera exclusiva al diseño y construcción de la nueva infraestructura educativa.

1.5 Localización

La Unidad Educativa 12 de agosto se encuentra localizada en el municipio de Yacuiba, en la Provincia Gran Chaco del departamento de Tarija.

Figura 1.1 Ubicación general del proyecto



Fuente: Gobierno Autónomo Municipal del Gran Chaco.

Figura 1.2 Imagen satelital del lugar de emplazamiento del proyecto



Fuente: Elaboración propia – Extraído de Google Earth 2025

Tabla 1.1 Lugar de emplazamiento del proyecto

- **Coordenadas UTM**

Punto	Norte	Este
1	7.577.472,52 m	434.626,91 m
2	7.577.405,13 m	434.722,45 m
3	7.577.483,37 m	434.779,38 m
4	7.577.555,61 m	434.682,88 m

Fuente: Elaboración propia

1.5.1 Información socioeconómica

Población

Según datos censales del INE, la población de la comunidad ha mostrado un crecimiento sostenido en las últimas décadas.

Tabla 1.2 Población censal

Año	Habitantes	Fuente
1992	631	Censo INE
2001	772	Censo INE
2012	1.012	Censo INE

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que estas cifras corresponden únicamente a la comunidad de Campo Pajoso, sin considerar a las comunidades aledañas, cuyos habitantes también demandan acceso a esta unidad educativa.

Crecimiento poblacional

Durante la última década, la comunidad ha experimentado un crecimiento cercano a un tercio de su población actual. Esta tendencia sugiere que, en un futuro próximo, la demanda de infraestructura educativa será aún mayor, justificando la necesidad de una intervención en infraestructura educativa.

Economía

La economía local se basa principalmente en el comercio, favorecido por la condición fronteriza de la comunidad, lo que facilita el intercambio de productos. Paralelamente un sector de la población se dedica al cultivo de frutas y hortalizas, destinadas tanto al autoconsumo como al abastecimiento del mercado local.

Salud

La comunidad cuenta con el Centro de Salud "Campo Pajoso", de primer nivel, inaugurado en 2017, el cual brinda atención a más de 3.500 familias del área de influencia.

Transporte

Actualmente, la comunidad dispone de transporte público mediante micros y un acceso vial totalmente pavimentado. La reciente inauguración de la doble vía hacia Yacuiba ha mejora significativamente la conectividad y el acceso al sector.

1.5.2 Servicios básicos existentes

Los principales servicios básicos disponibles en la comunidad son los siguientes:

- **Agua:** La mayoría de los hogares cuentan con conexión a la red de agua potable; sin embargo, algunas familias aún dependen de pozos individuales.
- **Alcantarillado:** El servicio de alcantarillado sanitario cubre aproximadamente el 60% de la comunidad, mientras que el resto aún emplea sistemas de drenaje como pozos ciegos y cámaras sépticas.
- **Electricidad:** La mayor parte de la población dispone de energía eléctrica domiciliaria, exceptuando sectores periféricos alejados.
- **Educación:** Existe un colegio dentro de la comunidad, cuya capacidad resulta insuficiente para atender a la población estudiantil actual y futura. Su ubicación, a dos cuadras de la carretera N°9, le confiere una localización estratégica para la comunidad en su conjunto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

En este capítulo se presenta el sustento técnico del proyecto, estableciendo las normativas, metodologías y procedimientos empleados en el diseño estructural. El objetivo es garantizar la viabilidad, seguridad y cumplimiento de los estándares exigidos para la construcción de la unidad educativa.

2.2 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es la técnica que permite medir y representar gráficamente la forma y las características de la superficie terrestre, incluyendo elementos naturales y artificiales como edificaciones, árboles y vías.

Este procedimiento se ejecuta mediante equipos especializados, tales como estaciones totales, receptores GPS y niveles, los cuales permiten generar curvas de nivel del terreno y establecer con precisión su posición geográfica. Generalmente, los levantamientos topográficos se orientan al cálculo de áreas y volúmenes, así como a la representación gráfica de perfiles y planos. Dado que se trabaja en áreas reducidas, la curvatura de la Tierra puede ser despreciada sin generar errores significativos.

a) Trabajo en campo

El trabajo de campo consiste en la recopilación de datos topográficos directamente en el terreno. Para este proyecto se empleará una estación total, que permitirá obtener mediciones con alta exactitud, las cuales se registran en libretas topográficas o en la memoria del equipo.

b) Trabajo en Gabinete

El trabajo en gabinete corresponde al procesamiento de los datos obtenidos en campo. Este análisis se realiza mediante cálculos matemáticos o utilizando programas especializados. En este caso, se aplicará el software AutoCAD Civil 3D, que facilita el modelado y análisis del terreno, la generación de perfiles y secciones, además del cálculo de áreas y volúmenes con gran precisión.

2.3 Estudio de Suelos

El estudio de suelos comprende la evaluación de las características físicas y mecánicas del terreno, a través de ensayos de campo y laboratorio. Su finalidad es determinar la capacidad portante, la estratificación y los parámetros de resistencia necesarios para el diseño estructural.

Este análisis resulta indispensable para calcular el esfuerzo admisible del terreno y, en función de este valor, seleccionar el tipo y la profundidad adecuada de las cimentaciones, asegurando así la estabilidad y seguridad de la estructura.

Entre los principales ensayos empleados se encuentran:

2.3.1 Granulometría

Es el estudio de la distribución de tamaños de partículas de un suelo o agregado, que se determina mediante el análisis de tamices. Este procedimiento se realiza sobre muestras secas y pulverizadas. (Braja M. Das, 1994).

Tabla 2.1 Serie de tamices A.S.T.M.

TAMIZ	3"	2"	11/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200
ϕ(mm)	75.00	50.00	37.50	25.00	19.00	12.50	9.50	4.75	2.00	0.475	0.075

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – "Braja M. Das" Pág. 03

2.3.2 Límites de Atterberg

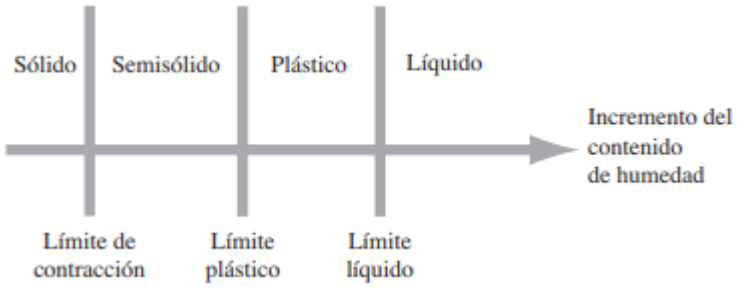
Los límites de Atterberg son puntos específicos en la curva de plasticidad de un suelo que representan cambios en su comportamiento físico. Estos límites incluyen el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad y son determinados mediante ensayos de laboratorio estandarizados. (Braja M. Das, 1994).

- Límite liquido (LL): Contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico.

- Límite plástico (LP): Contenido de humedad del suelo en el límite entre los estados semisólido y plástico.
- Índice de plasticidad (IP): Diferencia entre los límites líquido y plástico.

$$IP = LL - LP$$

Figura 2.1 Límites de Atterberg



Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – "Braja M. Das" Pág. 64

2.3.3 Contenido de Humedad

Es la relación entre el peso del agua presente en un suelo y su peso seco, expresado como porcentaje (Braja M. Das, 1994).

$$W = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100$$

Donde:

w =contenido de humedad [%].

W_w =peso del agua [kg].

W_s =peso del suelo seco [kg].

2.3.4 Clasificación del suelo

La clasificación se realiza en función de los resultados obtenidos en los ensayos físicos y mecánicos. En Bolivia se aplican principalmente dos sistemas:

2.3.4.1 Sistema de clasificación unificado SUCS

Fue propuesto originalmente por Casagrande en 1948 y revisado en 1952, es ampliamente utilizado por ingenieros según la norma ASTM D-2487. Clasifica los suelos en dos categorías principales:

- Suelos de grano grueso: Menos del 50% para por el tamiz #200, incluye gravas (G) y arenas (S).
- Suelos de grano fino: Mas del 50% pasa por el tamiz #200, incluye limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C), limos/arcillas orgánicas (O) y suelos altamente orgánicos como turba (Pt).

Tabla 2.2 Sistema de clasificación SUCS

Tabla 4.2 Sistema unificado de clasificación de suelo (basado en el material que pasa por el tamiz núm. 75)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	**Gravas** Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos[a]	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c] $C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	GW GP
		Gravas con finos Más de 12% finos[a,d]	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) $PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GM GC
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos[b]	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$[c] $C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3$[c]	SW SP
		Arenas con finos Más de 12% finos[b,d]	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) $PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SM SC
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	**Limos y arcillas** Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)[e] $PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)[e]	CL ML
		Orgánico	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Gráficos *PI* en o por encima de línea "A" (figura 4.2) Gráficos *PI* por debajo de "A" línea (figura 4.2)	CH MH
		Orgánico	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Suelos altamente orgánicos	Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico			Pt

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica – "Braja M. Das" Pág. 83

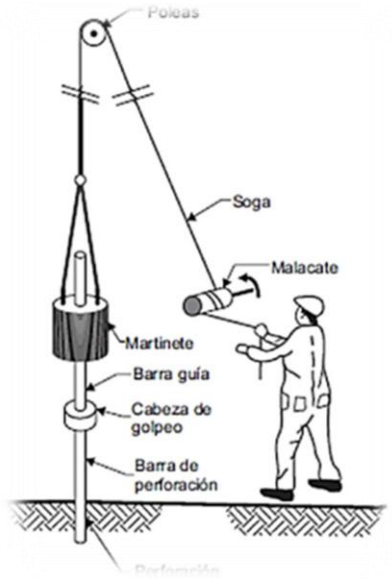
2.3.5 Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo SPT es un método económico y ampliamente utilizado en exploración de suelos, normalizado desde 1958 por la norma ASTM D-1586. Su objetivo es determinar la estratigrafía y la resistencia a la penetración del terreno mediante el número de golpes (N) requeridos para la hinca de un muestreador estándar.

El procedimiento consiste en:

1. Inspección y limpieza del área de estudio.
2. Hinca de un muestreador partido de 45 cm acoplado a una varilla AW.
3. Caída libre de un martillo de 622,3 N desde una altura de 76 cm, registrando el número de golpes cada 15 cm de penetración.
4. El valor N se obtiene como la suma de los golpes requeridos en los últimos 30 cm de penetración.
5. El criterio de rechazo se aplica cuando N supera los 50 golpes o no se logra penetración tras 10 golpes.
6. Finalmente, se extrae el muestreador y se recolectan las muestras para su análisis y clasificación.

Figura 2.2 Esquema del ensayo SPT



Fuente: https://sismica.com.mx/procedimientos/sondeo-penetración-estándar.php

2.4 Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico constituye la base conceptual y funcional de todo proyecto constructivo, pues establece la organización espacial, la distribución de ambientes y las características estéticas de la edificación. Este proceso integra criterios técnicos, funcionales y normativos, asegurando que la infraestructura propuesta responda a las necesidades del usuario y a las condiciones físicas del entorno.

Dentro de un proyecto constructivo, los planos arquitectónicos incluyen los siguientes elementos principales:

- **Plantas arquitectónicas:** muestran la distribución horizontal de los ambientes y permiten comprender la organización espacial de la edificación.
- **Fachadas:** representan el aspecto exterior de la construcción, definiendo el carácter estético y la integración con el entorno.
- **Cortes o secciones:** ilustran la disposición vertical de los espacios, la relación entre niveles y los elementos estructurales que intervienen.

2.5 Idealización de las estructuras

Para realizar un análisis de las distintas partes de una estructura de forma práctica y precisa, es necesario representarla de manera más sencilla. Las estructuras cuentan con dimensiones específicas y las fuerzas generalmente se aplican en áreas específicas y son variables. Sin embargo, considerar todos estos detalles de manera detallada haría que el análisis fuera extremadamente complejo o inviable. Por ello se recurre al proceso de idealización estructural, que consiste en sustituir la estructura real por un modelo simplificado que pueda analizarse fácilmente.

2.5.1 Sustentación de cubierta

La sustentación de cubiertas tiene como función principal transferir las cargas del techo (peso propio, viento, granizo, entre otras) hacia los elementos verticales y posteriormente, hacia los cimientos. Para el presente proyecto se adoptó una estructura metálica con calamina, conformada por cerchas, tal como indican los planos arquitectónicos.

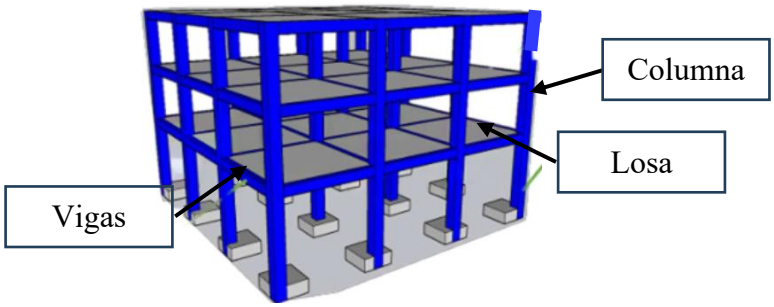
El análisis de una cercha se basa en la determinación de las fuerzas internas axiales en sus barras, con el fin de dimensionarlas adecuadamente y garantizar la seguridad estructural.

2.5.2 Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación asegura la transmisión de cargas hacia el suelo de manera estable y eficiente. En este proyecto, al tratarse de una estructura de hormigón armado, pueden emplearse los siguientes sistemas estructurales:

- **Sistema porticado:** conformado por vigas y columnas, es el sistema básico del concreto armado y se utiliza cuando se requieran espacios amplios y libres de obstáculos.

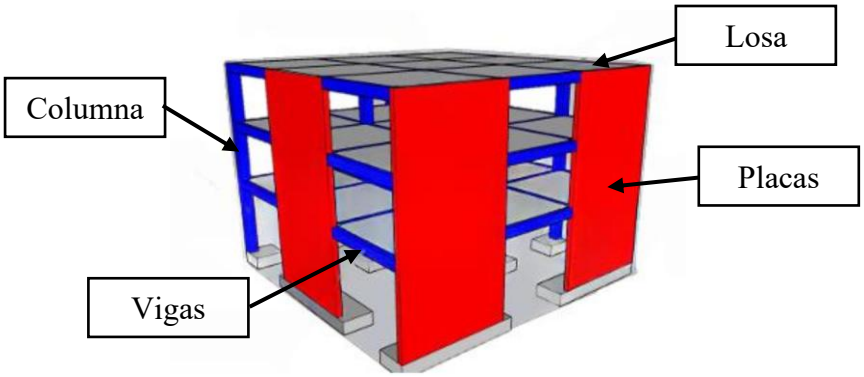
Figura 2.3 Sistema estructural porticado



Fuente: https://construyeconacerosiderperu.pe /sistemas-estructurales

- **Sistema de muros estructurales:** sistema en el que los muros funcionan como los principales elementos de soporte y resistencia de la estructura, distribuyendo las cargas hacia la fundación y proporcionando rigidez lateral, suele ser utilizado en edificaciones con grandes solicitaciones de cargas.

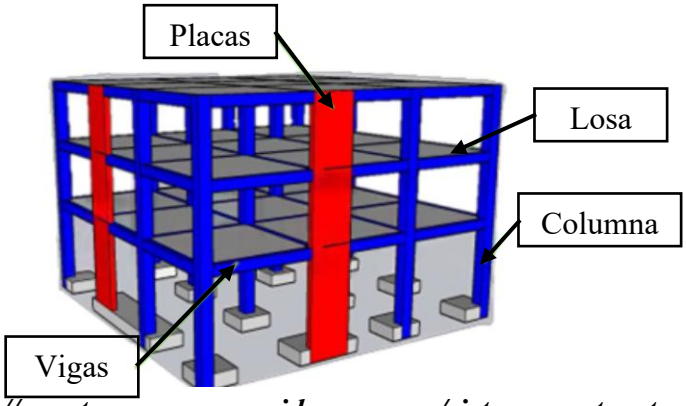
Figura 2.4 Sistema estructural de muros estructurales.



Fuente: https://construyeconacerosiderperu.pe /sistemas-estructurales

- **Sistemas duales:** sistema estructural que al estar compuesto por placas y columnas equilibra rigidez y ductilidad, este sistema combina el sistema porticado con el sistema de muros estructurales, suelen ser utilizados cuando necesitamos rigidizar el sistema porticado.

Figura 2.5 Sistema estructural dual



Fuente: https://construyeconacerosiderperu.pe /sistemas-estructurales

Por consiguiente, de acuerdo con los planos arquitectónicos del proyecto y al análisis sismorresistente de la estructura se definió como un sistema estructural porticado.

2.5.3 Estructura complementaria

En un proyecto constructivo, además de los elementos estructurales principales como losas, vigas, columnas y cimentaciones, existen componentes que cumplen funciones de apoyo, integración y seguridad dentro de la edificación, denominados estructuras complementarias. Estas no forman parte directa del sistema resistente principal, pero son esenciales para el correcto funcionamiento, durabilidad y confort de la obra.

Entre las estructuras complementarias más comunes se encuentran las escaleras, rampas, etc.

2.5.4 Fundaciones

Las cimentaciones constituyen uno de los aspectos más importantes dentro de una estructura, ya que son responsables de transmitir las cargas de la estructura al terreno. Estas pueden clasificarse en zapatas, losas de fundación y fundaciones profundas como pilotes.

Además de distribuir las cargas adecuadamente, las cimentaciones deben prevenir asentamientos diferenciales, deslizamientos y volteos, manteniendo la estabilidad estructural. Esto requiere un suelo de suficiente capacidad portante.

Si se tiene una capacidad portante baja del suelo y las zapatas se solapan, será necesario realizar una losa de fundación.

2.5.4.1 Losa de fundación

Una losa de fundación de espesor constante es un elemento estructural de hormigón armado que cubre toda o gran parte del área de la edificación, cuyo espesor se mantiene uniforme en toda su superficie, y cuya función principal es transmitir y distribuir las cargas de la superestructura al suelo de manera homogénea.

Este tipo de losa se utiliza especialmente cuando el terreno presenta baja capacidad portante o cuando se busca reducir asientos diferenciales, ya que trabaja como un elemento rígido que reparte las cargas de columnas sobre una mayor superficie de contacto.

2.6 Hormigón Armado

El hormigón armado es un material compuesto que combina hormigón y barras de acero, diseñado para trabajar de manera conjunta frente a distintos tipos de esfuerzos. Este material supera las limitaciones de sus componentes individuales, aprovechando sus mejores características.

El acero, por sí solo, es vulnerable a altas temperaturas o incendios, pandeo y corrosión, mientras que el hormigón no es eficaz para resistir esfuerzos de tracción. Al combinarse, el hormigón protege al acero de los daños externos y el acero aporta la resistencia necesaria a tracción, lo que da lugar a un material más resistente y versátil.

El hormigón destaca por su capacidad de ser moldeado directamente en el sitio de construcción, lo que lo hace extremadamente versátil. Su adaptabilidad permite una variedad amplia de texturas y colores, y se utiliza en la construcción de una amplia variedad de estructuras como carreteras, puentes, túneles, presas, edificaciones altas, aeropuertos, sistemas de riego, muelles, aceras, silos, fábricas y viviendas.

Las ventajas del hormigón armado son:

- El hormigón fresco se adapta a cualquier forma de encofrado.
- Es resistente al fuego, efectos climáticos y desgastes mecánicos.
- Es apropiado para construcciones monolíticas (sin juntas).

Las desventajas del hormigón armado son:

- Elevado peso propio de la estructura.
- Reducido aislamiento térmico.
- Las modificaciones y su demolición son dificultosas y caras.

2.6.1 Peso específico del hormigón armado

El peso específico de los materiales es un factor clave a la hora de diseñar y calcular estructuras en ingeniería civil. El hormigón armado, al estar compuesto principalmente por hormigón y acero, presenta un peso específico que varía dependiendo de las proporciones y características de sus componentes.

- Peso específico del hormigón simple

El hormigón simple, una mezcla de cemento, agregados y agua, tiene un peso específico promedio de aproximadamente 23 $\mathrm{kN/m^3}$.

- Peso específico del acero

El acero, material utilizado para reforzar el hormigón y mejorar su resistencia a los esfuerzos de tracción, posee un peso específico significativamente mayor, de alrededor de 78 $\mathrm{kN/m^3}$.

- Peso específico del hormigón armado

Cuando se combinan hormigón y acero para formar el hormigón armado, el peso específico aumenta debido a la incorporación del refuerzo metálico. En promedio, el peso específico del hormigón armado se sitúa en 25 $\mathrm{kN/m^3}$.

2.6.2 Hormigón

2.6.2.1 Resistencia a la compresión

La resistencia del hormigón a la compresión se determina mediante ensayos en cilindros con la relación altura/diámetro igual a 2. La resistencia a la compresión a los 28 días varía entre 13,8 MPa y 55,2 MPa, dependiendo de las características de los agregados y la relación agua cemento.

La resistencia mínima f’c debe ser de 21 MPa; no obstante, se recomienda el uso de 25 MPa para un desempeño estructural óptimo.

Tabla 2.3 Límites mínimos para f'c

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]

Fuente: NB 1225001 Pág. 411

2.6.2.2 Consistencia

La consistencia del hormigón debe ser la adecuada para garantizar que pueda rodear completamente las armaduras y rellenar sin dificultad todos los espacios del encofrado, evitando la formación de cangrejeras o vacíos. Para ello, se recomienda el uso de vibradores, que permiten una adecuada consolidación del material, mejorando su densidad y resistencia final.

2.6.2.3 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad E_c en MPa puede calcularse mediante la siguiente formula:

$$E_c = 3830\sqrt{f'c}$$

Donde:

$f'c =$ resistencia característica cilíndrica a compresión a los 28 días [MPa].

$E_c =$ módulo de elasticidad del hormigón [MPa].

Este valor fue obtenido de la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS 2023 pag.28). No obstante, se aclara que la norma NB 1225001 establece un valor diferente de 4700 para el coeficiente de la formula. Sin embargo, se ha optado por emplear el valor de la NBDS 2023 por ser más conservador y utilizar el valor menor, priorizando así la seguridad estructural.

2.6.2.4 Módulo de poisson

El módulo de Poisson es una propiedad mecánica que describe la relación entre la deformación transversal y la deformación longitudinal en un material sometido a una carga uniaxial. Para el hormigón, el módulo de Poisson generalmente varía entre 0,15 y 0,20, aunque este rango puede fluctuar ligeramente dependiendo de factores como el tipo de agregado, la relación agua cemento y la resistencia del hormigón.

2.6.3 Acero en barras

2.6.3.1 Límite de fluencia

El límite de fluencia es una propiedad mecánica fundamental del acero, que representa el máximo esfuerzo que el material puede soportar sin que se produzca una deformación permanente. Este valor marca el final de la zona elástica y el inicio de la zona plástica en el comportamiento del acero.

$$F_y = 500 \text{ MPa}$$

En el diseño de estructuras sometidas a acciones sísmicas significativas, como es el caso de los sistemas estructurales de pórticos especiales, la normativa boliviana NB 1225001 establece restricciones claras al límite de fluencia del acero de refuerzo a utilizar, sin embargo, como se utilizará un sistema de pórticos ordinarios la normativa permite valores de hasta 550 MPa, por lo tanto, se puede realizar el cálculo con 500 MPa.

Tabla 2.4 Límites de resistencia a fluencia del acero

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Armadura de alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial, y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Véase 20.2.2.5	No permitido	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M [1]
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de hormigón	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M [2], A1022M [2]	No permitido
	Espirales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otro	550	A615M, A706M,	A1064M,	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M [2], A1022M [2]	No permitido
	Espirales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M (alambre liso electrosoldado)	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	550	No permitido	No permitido	A1064M, A1022M (alambre corrugado electrosoldado)	No permitido
Torsión	Longitudinal y transversal	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido

Fuente: NB 1225001 Pág. 431

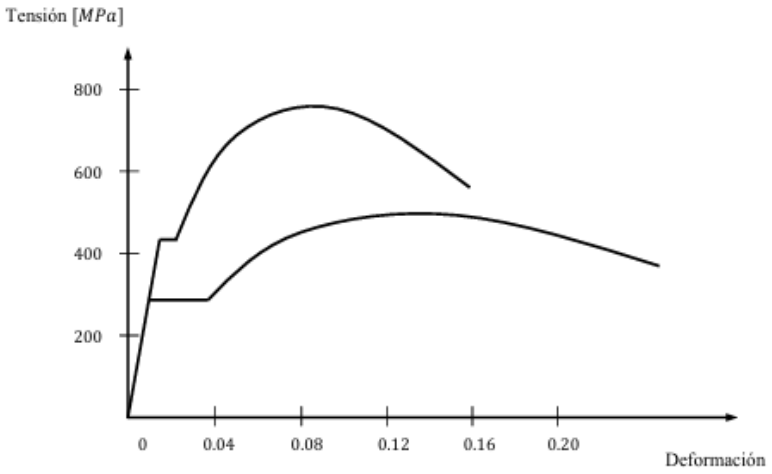
2.6.3.2 Módulo de elasticidad

Las curvas tensión deformación son fundamentales para analizar el comportamiento mecánico del acero utilizado en el hormigón armado. Estas curvas se obtienen mediante ensayos de tracción monotónica en barras de acero, aplicando carga gradual hasta la rotura del material.

En resumen, el módulo de elasticidad del acero es una propiedad clave para evaluar su desempeño en estructuras de hormigón armado y generalmente es tomado como:

$$\mathrm{E} = 200.000\ \mathrm{MPa}$$

Figura 2.6 Curva tensión-deformación del acero



Fuente: Diseño de estructuras de hormigón armado – "Carlos Roberto Córdoba" Pág. 61

2.6.3.3 Recubrimiento mínimo

Según la NB 1225001, el recubrimiento mínimo en elementos de hormigón armado está determinado por las condiciones de exposición ambiental. Este recubrimiento tiene como objetivo proteger las armaduras contra la corrosión, garantizar la adherencia entre el acero y el concreto, y proporcionar resistencia al fuego.

A continuación, se detallan los recubrimientos mínimos a utilizarse según el tipo de exposición que se encuentre el elemento estructural

Tabla 2.5 Recubrimiento mínimo para elementos de hormigón construidos en sitio

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 mm	30
		d_b ≤ 16 mm, alambre MW200 ó MD200, y	25
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	d_b > 40 mm	25
		d_b ≤ 40 mm	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	20

Fuente: NB 1225001 Pág. 440

2.6.4 Límites de deformación

El cálculo de deformaciones se realiza bajo estados límites de utilización con cargas de servicio. En hormigón armado, para el cálculo de flechas en vigas y losas se consideran tanto las deformaciones instantáneas como las de largo plazo.

Según la NB 1225001, las deformaciones máximas admisibles en elementos estructurales son:

Tabla 2.6 Deflexión máxima admisible

Elemento	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r, S y R	$\ell/180$ [1]
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)[2]	$\ell/480$ [3]
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$ [4]

Fuente: NB 1225001 Pág. 496

El cálculo de deflexiones dependientes del tiempo puede estimarse mediante:

$$\lambda\Delta = \frac{\Delta_\xi}{1 + 50\,\rho'}$$

Donde:

ρ' = cuantía geométrica de la armadura evaluada sobre el área $b \cdot d$.

Δ_ξ= deformación instantánea.

Tabla 2.7 Factor dependiente del tiempo

DURACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE (meses)	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ó más	2,0

Fuente: NB 1225001 Pág. 499

2.6.5 Factores de reducción de la capacidad

Los factores de reducción de la capacidad son coeficientes utilizados en el diseño estructural para garantizar la seguridad y funcionalidad de los elementos de hormigón armado frente a las incertidumbres inherentes al proceso constructivo, los materiales y las cargas aplicadas. Su propósito principal es proporcionar un margen de seguridad adicional que permita compensar variaciones y errores en diferentes etapas del diseño y construcción.

Los factores de reducción de la capacidad son los siguientes:

Tabla 2.8 Factor de reducción de la capacidad

FACTORES DE REDUCCIÓN	ø
Flexión simple y tracción	0,90
Compresión con estribos	0,65
Compresión con espiral	0,75
Corte y torsión	0,75

Fuente: NB 1225001 Pág. 426

2.6.6 Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia entre el hormigón y el acero es crucial en el diseño y construcción de estructuras de hormigón armado, ya que asegura la transferencia eficiente de cargas entre ambos materiales.

Se evalúa mediante pruebas de adherencia, que pueden incluir ensayos de tracción directa o indirecta para medir la fuerza requerida para separar el hormigón del acero. Estas pruebas

son fundamentales para asegurar que se cumplan los requisitos de diseño y normativas aplicables.

En resumen, la adherencia entre el hormigón y el acero es un aspecto esencial para garantizar la seguridad, durabilidad y eficiencia de las estructuras de hormigón armado, asegurando una adecuada transferencia de cargas y resistencia a lo largo de la vida útil de la construcción.

2.7 Diseño estructural de la edificación

2.7.1 Ecuación básica para el diseño por resistencia

En el diseño estructural basado en el método de diseño por resistencia, el requisito fundamental para garantizar la seguridad de los elementos estructurales se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\phi \cdot R_n \geq R_u$$

Donde:

R_u = suma de las cargas mayoradas en correspondencia a una combinación de carga.

R_n =resistencia nominal del elemento.

Φ =factor de reducción de la capacidad.

2.7.2 Análisis de cargas

El análisis de cargas se realiza aplicando las combinaciones posibles entre ellas, considerando factores de seguridad adecuados para cada tipo de carga y para las combinaciones respectivas. De esta manera se garantiza la integridad estructural bajo diversas condiciones.

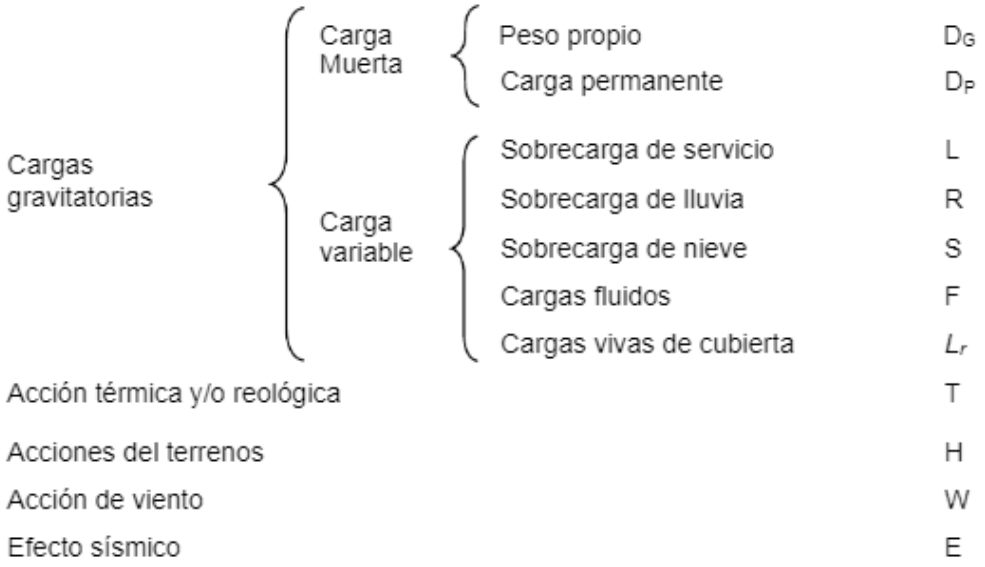
La norma NB 1225002 establece las especificaciones de las acciones de cargas sobre las estructuras, independientemente de su clase o destino.

La clasificación de estas acciones es la siguiente:

Cargas muertas: Son cargas que tienen variaciones pequeñas (despreciables en relación a su valor medio) e infrecuentes con tiempos de aplicación prolongados o de forma permanente, como el peso propio de la estructura o cargas permanentes asociadas.

Cargas variables: Son cargas cuya magnitud y/o posición tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio a lo largo del tiempo, pueden ser cargas de servicio, lluvia, fluidos o de nieve.

Figura 2.7 Clasificación de acciones de carga



Fuente: NB 1225002 Pág. 3

2.7.2.1 Peso propio de la estructura (DEAD)

Es el peso que corresponde únicamente a los elementos estructurales: cubierta, vigas, columnas, losas, muros de corte y demás componentes.

Se calcula multiplicando el volumen de cada elemento por la densidad del material y la gravedad.

Los programas de diseño estructural realizan este cálculo automáticamente al definir materiales y secciones.

2.7.2.2 Carga permanente no estructural (DNE)

Las cargas permanentes no estructurales son aquellas que provienen de elementos o materiales fijados de forma permanente a la estructura que no forman parte de su sistema resistente.

Incluyen:

- Acabados (revestimientos, pisos, cielorrasos).
- Elementos arquitectónicos (barandales, muros divisorios)

Su cálculo se realiza mediante el peso unitario del material multiplicado por el área, volumen o longitud, para así obtener una carga distribuida por superficie en la losa.

2.7.2.3 Carga viva (LIVE)

Son sobrecargas de uso asociadas a la ocupación o funcionamiento de la edificación.

Tabla 2.9 Sobrecarga de servicio, L

Tipo de Servicio	**Sobrecargas**
	Uniforme en kN/m^2
Aulas	3,0
Corredores en pisos superiores a planta baja	4,0
Baños	3,0
Bibliotecas	4,0
Escaleras	5,0
Depósito	6,0

Fuente: NB 1225002 Pág. 21

2.7.2.4 Carga de granizo o nieve (S)

En la región de estudio predomina la carga de granizo, cuya acumulación en cubierta puede ser significativa. Su cálculo se realiza según:

$$q_g = \gamma_g \cdot e \cdot C_s$$

Donde:

q_g = carga de granizo. $[kN/m^2]$

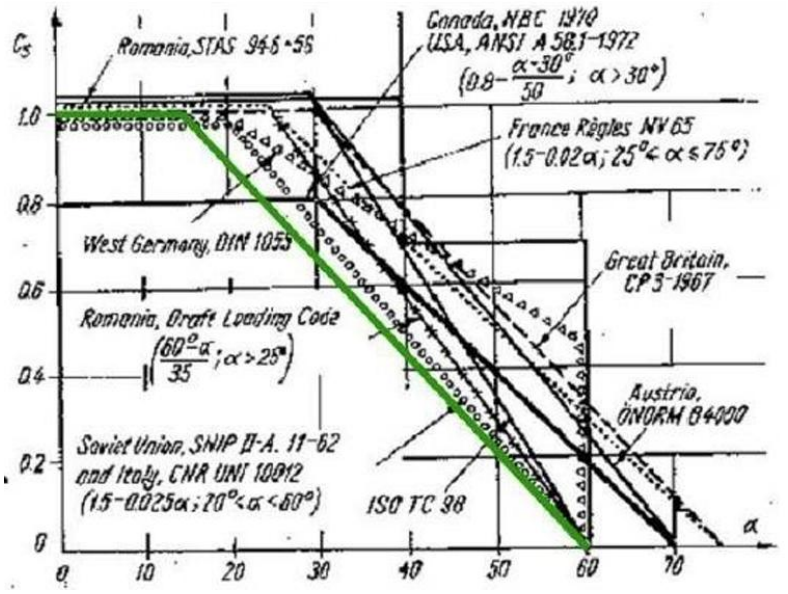
γ_g = peso específico del granizo.

e = espesor de granizo en proyección horizontal. [m]

C_s = factor de corrección por pendiente de cubierta.

El factor de corrección se obtiene de:

Figura 2.8 Factor de corrección en cubierta.



Fuente: Ing. Reynaldo Zambrana

Las ecuaciones que gobiernan el factor de corrección son:

$$C_s \begin{cases} 1 & ; \quad 0 \leq \alpha \leq 15 \\ \dfrac{60-\alpha}{45} & ; \quad 15 < \alpha \leq 60 \\ 0 & ; \quad \alpha > 60 \end{cases}$$

Donde:

Cs = factor de corrección por pendiente de cubierta.

α = ángulo de cubierta. [°]

2.7.2.5 Carga de viento

- **Presión de velocidad de viento**

Se expresa mediante:

$$q_z \text{ o } q_h = 0{,}613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I$$

Donde:

$q_z =$ presión dinámica a la altura z. $[N/m^2]$

$K_z =$ coeficiente de exposición.

$K_{zt} =$ el factor topográfico. ($K_{zt} = 1$, para lugares donde sea plano)

$K_d =$ el factor de direccionalidad del viento.

$V =$ velocidad básica del viento. $[m/s]$

$I =$ factor de importancia.

Se muestra como calcular los coeficientes.

a) Coeficiente de exposición K_z

$$\text{Para } 5 \text{ m} \leq z \leq z_g \qquad K_z = 2{,}01 \cdot \left(\frac{z}{z_g}\right)^{2/\alpha}$$

$$\text{Para } z < 5 \text{ m} \qquad K_z = 2{,}01 \cdot \left(\frac{5}{z_g}\right)^{2/\alpha}$$

b) Factor de direccionalidad del viento K_d

Tabla 2.10 Factor de direccionalidad del viento K_d

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d
Edificios Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95
NOTA El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en la norma NB 1225002	

Fuente: NB 1225003 Pág. 16

c) Velocidad básica del viento V

Según los datos meteorológicos del SENAMHI de la estación Yacuiba Aeropuerto registró un valor máximo de viento de 80 km/h.

$$V_{max} = 80\,{}^{km}/_{h} = 22{,}22\ m/s$$

d) Factor de importancia I

Tabla 2.11 Factor de Importancia I

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

Fuente: NB 1225003 Pág. 18

- **Presión de diseño del viento**

$$\text{Barlovento} \qquad p = q_z \cdot G \cdot C_p$$

$$\text{Sotavento} \qquad p = q_h \cdot G \cdot C_p$$

Donde:

$G =$ el factor de efecto de ráfaga igual a 0,85.

$C_p =$ el coeficiente de presión externa.

P =presión de diseño del viento.

a) Coeficiente de presión C_p

Tabla 2.12 Coeficiente de presión C_p para paredes

Superficie	L / B	C_p	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0,8	q_z
Pared a Sotavento	0 – 1	-0,5	q_z
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Paredes Laterales	Todas	-0,7	q_z

Fuente: NB 1225003 Pág. 31

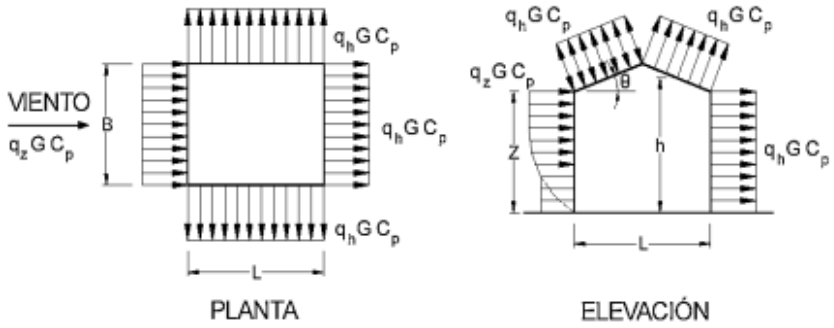
b) Coeficiente de presión C_p para cubiertas

Tabla 2.13 Coeficiente de presión C_p cubiertas

<table>
<tr><td rowspan="3">Dirección del viento</td><td colspan="9">Barlovento</td><td colspan="3">Sotavento</td></tr>
<tr><td colspan="9">Ángulo θ en grados</td><td colspan="3">Ángulo θ en grados</td></tr>
<tr><td>H / L</td><td>10</td><td>15</td><td>20</td><td>25</td><td>30</td><td>35</td><td>45</td><td>≥60</td><td>10</td><td>15</td><td>≥20</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Normal a la cumbrera para $\theta \geq 10°$</td><td rowspan="2">≤0,25</td><td>-0,7</td><td>-0,5</td><td>-0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,2</td><td>0,0 *</td><td></td><td></td><td rowspan="2">-0,3</td><td rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-0,6</td></tr>
<tr><td></td><td>0,0 *</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,4</td><td>0,01 θ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">0,5</td><td>-0,9</td><td>-0,7</td><td>-0,4</td><td>-0,3</td><td>-0,2</td><td>-0,2</td><td>0,0 *</td><td></td><td rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-0,6</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>0,0 *</td><td>0,2</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,01 θ</td></tr>
<tr><td rowspan="2">≥1,0</td><td>-1,3 **</td><td>-1</td><td>-0,7</td><td>-0,5</td><td>-0,3</td><td>-0,2</td><td>0,0 *</td><td></td><td rowspan="2">-0,7</td><td rowspan="2">-0,5</td><td rowspan="2">-0,6</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td></td><td>0,0 *</td><td>0,2</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,01 θ</td></tr>
<tr><td rowspan="10">Normal a la cumbrera para θ <10° y paralela a la cumbrera para todo θ</td><td rowspan="5">≤0,5</td><td colspan="4">Distancia horizontal desde el borde a barlovento</td><td>C_p</td><td colspan="4">*Se da el valor para fines de interpolación</td></tr>
<tr><td colspan="4">0 a h/2</td><td>-0,9</td><td colspan="4" rowspan="4">**El valor puede reducirse linealmente con el área sobre el cual es aplicable como sigue:</td></tr>
<tr><td colspan="4">h/2 a h</td><td>-0,9</td></tr>
<tr><td colspan="4">H a 2h</td><td>-0,5</td></tr>
<tr><td colspan="4">≥2h</td><td>-0,3</td></tr>
<tr><td rowspan="4">≥1,0</td><td colspan="4" rowspan="2">0 a h/2</td><td rowspan="2">-1,3 **</td><td colspan="2">Área (m^2)</td><td colspan="2">Factor de reducción</td></tr>
<tr><td colspan="2">≤10</td><td colspan="2">1,0</td></tr>
<tr><td colspan="4" rowspan="2">≥h/2</td><td rowspan="2">-0,7</td><td colspan="2">25</td><td colspan="2">0,9</td></tr>
<tr><td colspan="2">≤100</td><td colspan="2">0,8</td></tr>
</table>

Fuente: NB 1225003 Pág. 33

Figura 2.9 Cubiertas a dos aguas y cuatro aguas



Fuente: NB 1225003 Pág. 32

2.7.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga con sus factores de seguridad se aplican a las distintas acciones según 7 posibles casos:

1. Estructura vacía:

$$U = 1{,}4 \cdot D$$

2. Estructura con sobrecargas:

$$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}6 \cdot L + 0{,}5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

3. Estructura de cubierta:

$$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}6 \cdot L_r \text{ o } S \text{ o } R + (1{,}0 \cdot L \text{ o } 0{,}5 \cdot W)$$

4. Acción de viento:

$$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}0 \cdot W + 1{,}0 \cdot L + 0{,}5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

5. Acción sísmica:

$$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}0 \cdot E + 1{,}0 \cdot L + 0{,}2 \cdot S$$

6. Acción de Viento + empuje de suelo:

$$U = 0{,}9 \cdot D + 1{,}0 \cdot W$$

7. Acción sísmica + empujes de suelo:

$$U = 0{,}9 \cdot D + 1{,}0 \cdot E$$

Donde:

U= resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

D= cargas muertas. (peso propio + cargas permanentes no estructurales)

L= cargas vivas.

Lr= cargas vivas de cubierta.

S= carga por nieve.

R= carga por lluvia.

W= carga por viento.

E= efectos de carga sísmica.

2.8 Diseño de la cubierta metálica

2.8.1 Método de análisis y diseño estructural

El análisis estructural se realizó mediante un modelo tridimensional utilizando el software de análisis y diseño estructural SAP2000, en el cual se introdujeron las propiedades de los materiales, secciones, geometría y acciones de cargas, combinaciones, con el objetivo de obtener una estimación precisa de su comportamiento estructural mediante el método de los Elementos Finitos. Mediante este programa se verificaron los cálculos manuales que se realizaron en el diseño de la cubierta.

2.8.2 Deformación máxima admisible

La deformación máxima no deberá exceder:

$$\Delta_{max} < \frac{L}{300}$$

Donde:

$L =$ luz entre apoyos.

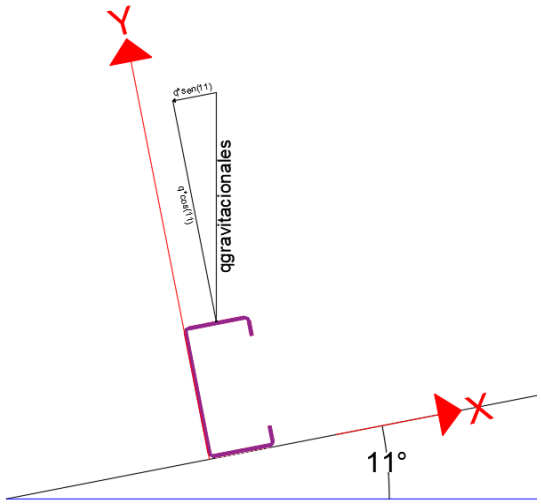
$\Delta_{adm} =$ deformación máxima admisible.

$\Delta_{max} =$ deformación máxima de la cercha $\frac{L}{300}$.

2.8.3 Diseño de correas

Con las cargas obtenidas del análisis de cargas, se procede a aplicar las cargas en los nudos de la cercha, descomponiendo las acciones en los ejes principales de la correa (direcciones X y Y), tal como se observa en la figura 2.10.

Figura 2. 10 Esquema de correa



Fuente: Elaboración propia (AutoCAD)

A partir de estas cargas se determinan los momentos y cortantes aplicando la combinación de carga según el método LRFD

$$M_{max\,(y-z)} = \frac{q \cdot L^2}{8} \qquad R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2}$$

- **Resistencia nominal a flexión**

$$M_n = F_y \cdot S_e$$

Donde:

$M_n =$ momento nominal a flexión.

$F_y =$ tensión de fluencia del acero.

$S_e =$ módulo elástico.

- **Verificación del momento nominal**

$$M_{cn} = \emptyset M_n$$

Se toma $\emptyset = 0{,}9$ para secciones con alas comprimidas no rigidizadas.

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}}+\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)\leq 1$$

Donde:

$M_{rx}=$ momento flector solicitado en el eje x.

$M_{cx}=$ momento flector admisible en el eje x.

- **Verificación de la deflexión**

La deflexión se calcula a partir de la carga en servicio y puede ser calculada de la siguiente manera:

$$f=\frac{5}{384}\cdot\frac{q\cdot l^4}{E\cdot I}$$

Se deberá cumplir la siguiente condición:

$$f<f_{max}$$

2.8.4 Diseño de elementos sometidos a tracción

- Falla por fluencia en la sección bruta

$$T_n=\emptyset_t\cdot A_g\cdot F_y \qquad\qquad T_n=0{,}9\cdot A_g\cdot F_y$$

- Falla por Rotura en la sección neta

$$T_n=\emptyset_t\cdot A_n\cdot F_u \qquad\qquad T_n=0{,}75\cdot A_n\cdot F_u$$

Por lo que la resistencia a tracción debe cumplir:

$$T_u\leq 0{,}9\cdot A_g\cdot F_y$$

$$T_u\leq 0{,}75\cdot A_n\cdot F_u$$

Donde:

$T_n=$ resistencia nominal del elemento traccionado.

$\emptyset_t=$ coeficiente de resistencia por tracción.

A_g = área de la sección bruta.

A_n = área de la sección neta.

F_y = tensión de fluencia del acero.

F_u = tensión de rotura del acero.

T_u = solicitación a tracción.

Como se trata de una conexión soldada transversalmente U=1 por lo que A_g=A_n.

Cálculo de radio de giro:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}}$$

Se analizará para la inercia en X y la inercia en Y, se tomará el menor valor.

- Verificación a la esbeltez máxima preferible

$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 300$$

Donde:

K = factor K de longitud efectiva.

L = longitud de la barra.

R_{min} = radio mínimo de giro.

2.8.5 Diseño de elementos sometidos a compresión

La resistencia axial nominal, P_n, en miembros sometidos a carga axial pura, donde la resultante de todas las fuerzas actúa a través del baricentro de la sección efectiva, debe determinarse de la siguiente manera:

$$P_n = \emptyset_c \cdot A_e \cdot F_{cr} \qquad P_n = 0{,}85 \cdot A_e \cdot F_{cr}$$

- Pandeo flexional

$$F_{e1} = \sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2}$$

- Pandeo torsional

$$Fe_2 = \sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2}\left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2}\right]$$

- Pandeo flexo torsional

$$Fe_3 = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{ex} \cdot \sigma_t}\right]$$

Clasificación de la columna o esfuerzo crítico de pandeo F_{cr}

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Columna corta o intermedia: $\lambda_c \leq 1{,}5$

$$F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c{}^2}\right) \cdot F_y$$

Columna larga $\lambda_c > 1{,}5$

$$F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c{}^2}\right] \cdot F_y$$

- Determinación de la falla por fluencia en el área efectiva.

$$P_n = \emptyset_c \cdot A_e \cdot F_n \qquad P_n = 0{,}85 \cdot A_e \cdot F_n$$

Se debe cumplir la relación:

$$P_u < 0{,}85 \cdot A_e \cdot F_n$$

- Verificación de la esbeltez máxima preferible.

$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 200$$

Donde:

K = factor K de longitud efectiva.

L = longitud de la barra.

R_{min} = radio mínimo de giro.

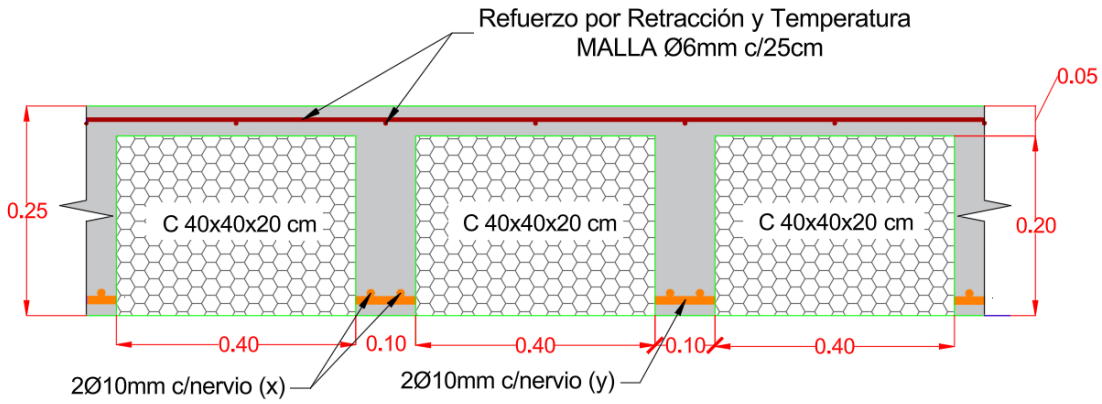
2.9 Diseño de elementos de hormigón armado

2.9.1 Método de análisis y diseño estructural

El análisis estructural se realizó mediante un modelo tridimensional utilizando el software de análisis y diseño estructural ETABS V24. En este programa se introdujeron las propiedades de los materiales, secciones, geometría, acciones de carga y combinaciones de diseño, con el objetivo de obtener una estimación precisa del comportamiento estructural mediante el método de los Elementos Finitos.

2.9.2 Diseño de la losa reticular

Figura 2.11 Detalle losa reticular



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

2.9.2.1 Predimensionamiento de losa reticular

a) Peralte

Según lo recomendado por el profesor Florentino Regalado:

$$\frac{L}{20} \geq H > \frac{L}{24}$$

Se debe verificar que el espesor recomendado cumpla con las deformaciones máximas permitidas de la losa.

b) Ancho del nervio

El ancho del nervio debe ser mayor o igual a la altura dividida entre 3,5 y en ningún caso menor a 100 mm.

$$b \geq \frac{H}{3{,}5} \quad ; \quad b \geq 100 \text{ mm}$$

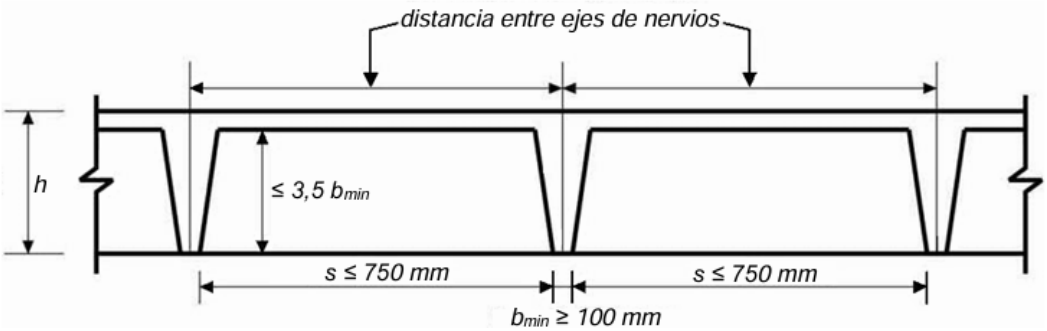
c) Espesor de la losa sobre los aligeramientos

El espesor debe cumplir con:

$$hf \geq \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ \frac{1}{12} \text{de la distancia libre entre nervios} \end{cases}$$

$$hf = 5 \text{ cm (Recomendable)}$$

Figura 2.12 Límites dimensionales de losas reticulares



Fuente: NB 1225001 Pág. 159

2.9.2.2 Verificación en estados límites de servicio

El análisis de deflexiones en losas se enfoca en las deflexiones inmediatas y las de largo plazo.

- La deflexión instantánea puede estimarse con los desplazamientos elásticos obtenidos en ETABS.

- La deflexión a largo plazo se calcula multiplicando la deflexión inmediata por un factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'}$$

Donde ρ' es la cuantía de compresión y ε un factor que depende del tiempo para cargas sostenidas.

Diversos estudios indica que un valor de $\varepsilon = 2$ subestima las deflexiones en losas, por lo que Branson sugiere usar $\varepsilon = 3$ para losas.

Para el cálculo final se emplea la siguiente expresión:

$$F_{total} = 3 \cdot (F_i - \frac{\Delta_{cz1} + \Delta_{cz2} + \Delta_{cz3} + \Delta_{cz4}}{4})$$

Donde:

F_{total} = flecha total calculada.

F_i = deformación instantánea.

Δ_{czi}= deformación instantáneas en columnas.

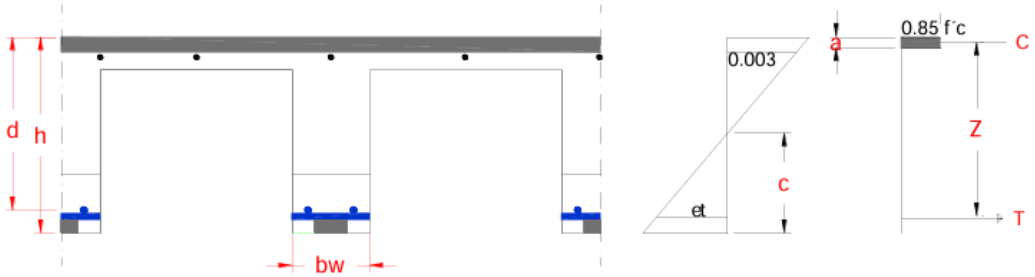
Se debe cumplir la siguiente relación:

$$F_{total} < \frac{L}{240}$$

2.9.2.3 Diseño de losa reticular a flexión

Con los momentos flectores obtenidos, se determina el armado de los nervios del forjado en ambas direcciones.

Figura 2.13 Diagrama de esfuerzos equivalentes



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

La normativa permite utilizar una aproximación simplificada para la distribución de los esfuerzos de compresión, reemplazando distribuciones precisas con un bloque rectangular equivalente. En este modelo, se considera un esfuerzo promedio de 0,85·f'c, aplicado sobre un rectángulo cuya altura se define como $a=\beta_1 \cdot c$, donde es un factor que depende de la resistencia del concreto y corresponde a la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro de la sección.

Si la altura del bloque de compresión "a" es menor que la altura de las alas, la losa o la capa de compresión del forjado, el análisis estructural se puede realizar considerando la sección como una viga rectangular.

La altura del bloque rectangular de compresiones es:

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

La altura efectiva de la sección, representada como d, debe seleccionarse considerando el valor mínimo posible. En el caso de un refuerzo dispuesto en ambas direcciones, esta altura efectiva se define a partir de la ubicación de la armadura superior, asegurando así que el cálculo refleje la condición más crítica de diseño.

$$D = h - r - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

La armadura se determina con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

La armadura calcula sometida a flexión no debe ser menor a la armadura mínima obtenido por medio de:

$$As_{min1} \geq 1{,}4 \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y}$$

$$As_{min2} \geq \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d$$

De igual manera para momentos negativos en la capa de compresión se dispondrá de una armadura mínima de $0{,}0018 \cdot A_g$.

2.9.2.4 Diseño a cortante

Se debe verificar el esfuerzo cortante, principalmente al final de los ábacos, ya que es ahí donde se encuentra el cortante máximo y verificar si la resistencia a cortante del hormigón es suficiente.

$$V_u \leq \emptyset V_c$$

Donde V_c es la cortante resistida por el hormigón:

$$V_c = 0{,}53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Para calcular el área necesaria de refuerzo por cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$As_{nec} = \frac{(V_u - \emptyset V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_y \cdot d}$$

De acuerdo a la NB 1225001, indica que se puede incrementar un 10 % al valor de la resistencia a cortante del hormigón.

Si no se cumple la comprobación se podrá optar por las siguientes opciones:

- Disponer de armadura transversal en los nervios donde se requiera.

- Incrementar el área del ábaco hasta lograr cubrir los cortantes que requieran armadura.
- Incrementar el ancho y peralte de los nervios.

2.9.2.5 Diseño de ábacos

En losas reticulares que descansan directamente sobre columnas el uso de ábacos es indispensable para asegurar una correcta distribución de cargas y prevenir fallas por punzonamiento.

Por otro lado, cuando las losas reticulares se apoyan en vigas descolgadas, es fundamental llevar a cabo un análisis de deformaciones para determinar el momento negativo máximo que la losa puede soportar sin afectar su ductilidad y comportamiento estructural.

El momento máximo negativo por metro de ancho que puede resistir la losa reticular se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_u = 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot (d - \frac{a}{2})$$

Donde:

$$a = 0{,}85 \cdot c$$

$$c = \frac{0{,}003 \cdot (d - c)}{0{,}005}$$

Si en alguna parte de la losa reticular el momento negativo supera el momento negativo máximo que la losa puede resistir, será necesario colocar ábacos sobre las columnas.

El ábaco debe extenderse en cada dirección 1/6 de la luz entre apoyos.

2.9.3 Diseño de vigas

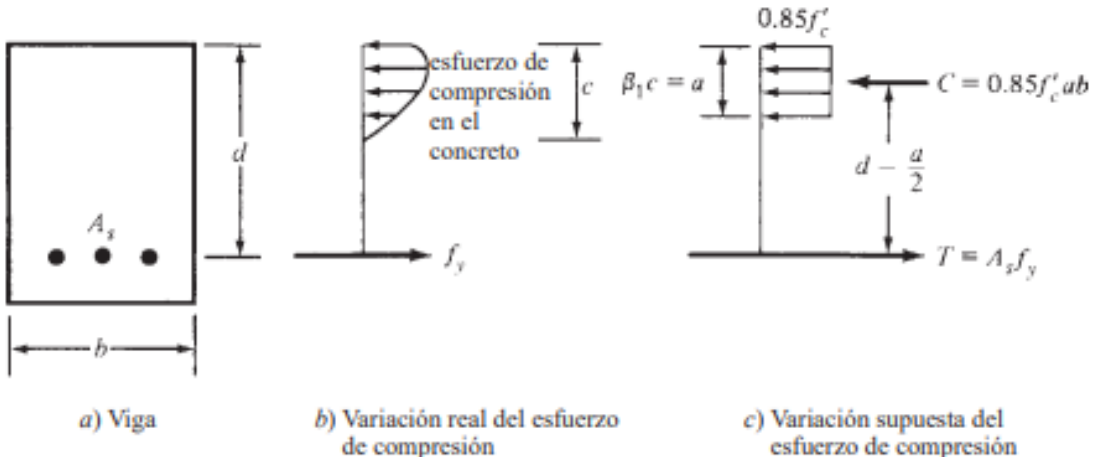
- Momentos últimos o nominales de flexión.

Cuando los esfuerzos de compresión en el concreto superan un valor de 0,50·f'c, la distribución de dichos esfuerzos deja de ser lineal con respecto a la distancia desde el eje

neutro. En esta situación, el comportamiento estructural se vuelve más complejo y se representa mediante un diagrama curvo, tal como se observa en la figura 2.14.

Con el propósito de simplificar el análisis y el cálculo estructural, este diagrama curvo se sustituye por un bloque equivalente rectangular de compresión, en el cual el esfuerzo se considera constante con un valor de 0,85·f'c. Este bloque rectangular mantiene tanto la magnitud total como el centroide del diagrama curvo original, lo que permite obtener una aproximación simplificada y confiable para los cálculos de diseño.

Figura 2.14 Par de fuerzas de compresión y tensión del momento nominal



Fuente: Diseño de concreto reforzado "McCormac'Russell H brown" Pág. 46

Para obtener la resistencia nominal o teórica por momento de una viga se siguen los siguientes pasos:

1.-Cálculo de la fuerza total de tensión (T):

$$T = A_s \cdot f_y$$

Donde:

A_s = área de las varillas de refuerzo a tensión.

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

2.-Igualación de la fuerza de compresión C con la fuerza de tensión (T):

$$C = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

Donde:

$f'c =$ resistencia a compresión del concreto.

$A =$ altura del bloque de compresión.

$B =$ ancho de la sección.

La condición de equilibrio en la sección exige que la fuerza de compresión C sea igual a la fuerza de tensión T:

$$A_s \cdot f_y = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

De lo anterior se despeja la altura del bloque de compresión:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0{,}85 \cdot f'c \cdot b}$$

3.-Determinación de la distancia entre los centros de gravedad de T y C:

En una viga rectangular, la distancia entre los centros de gravedad de la fuerza de tensión T y la fuerza de compresión C es:

$$d - \frac{a}{2}$$

Donde:

$d =$ altura efectiva de la viga.

$a =$ altura del bloque de compresión.

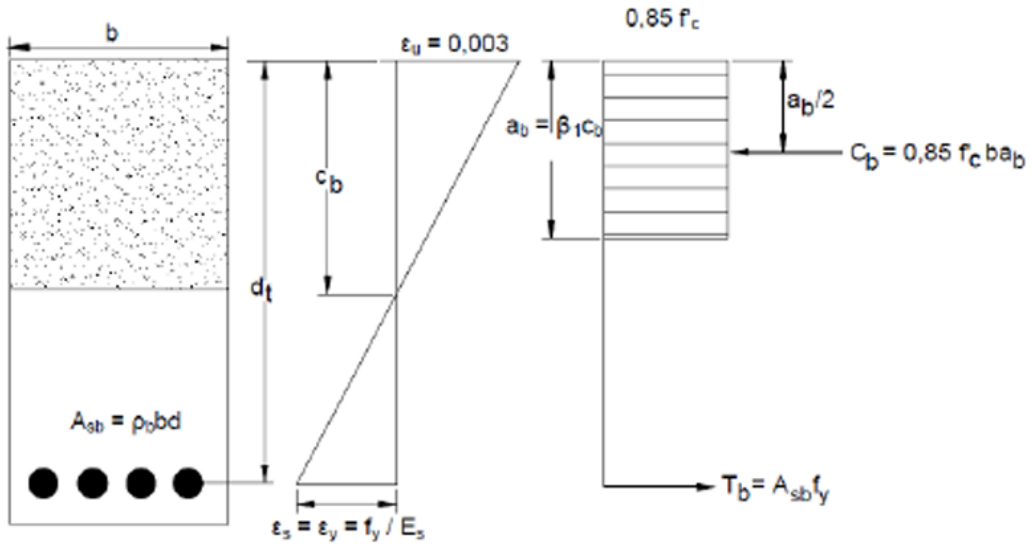
4.-Cálculo del momento nominal M_n:

El momento nominal se obtiene multiplicando la fuerza de tensión T o la fuerza de compresión C por la distancia entre los centros de gravedad:

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = C \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Figura 2.15 Condición de deformación balanceada en flexión



Fuente: Diseño en hormigón armado "Marcelo Romo Proaño" Pág. 125

El diagrama de deformaciones del concreto conduce a las siguientes conclusiones fundamentales:

- **Proporción balanceada de acero:** En esta condición, el acero en tensión alcanza su punto de fluencia de manera simultánea con la deformación unitaria del concreto en compresión igual a 0,003. La viga se encuentra dominada por compresión y la falla puede producirse de forma repentina y sin aviso.
- **Falla por tracción:** Resulta preferible que las vigas presenten este tipo de falla, ya que es más dúctil y permite la formación de grandes grietas visibles, que brindan señales previas a la falla. En este caso, las deformaciones unitarias en tensión superan a las del concreto, indicando que el acero fluye primero y se generan deflexiones significativas.
- **Falla por compresión:** No es recomendable, dado que se trata de una falla súbita y violenta. Cuando existe un exceso de acero en la sección, el concreto puede alcanzar su resistencia máxima antes de que el acero fluya, ocasionando un colapso inmediato.

2.9.3.1 Predimensionamiento de vigas.

La altura mínima de las vigas puede definirse mediante los siguientes criterios:

Tabla 2.14 Altura mínima de vigas no pretensadas

Condición de apoyo	*h* mínimo [1]
Simplemente apoyadas	ℓ/16
Un extremo continuo	ℓ/18,5
Ambos extremos continuos	ℓ/21
En voladizo	ℓ/8

Fuente: NB 1225001 Pág. 177

Tomando para vigas con ambos extremos continuos: L/21

$$h_{min} = \frac{L}{21}$$

Según Blasco, las vigas pueden predimensionarse considerando un peralte aproximado de entre L/10 a L/12, donde L es la luz libre. Este valor incluye el espesor de la losa de techo o piso.

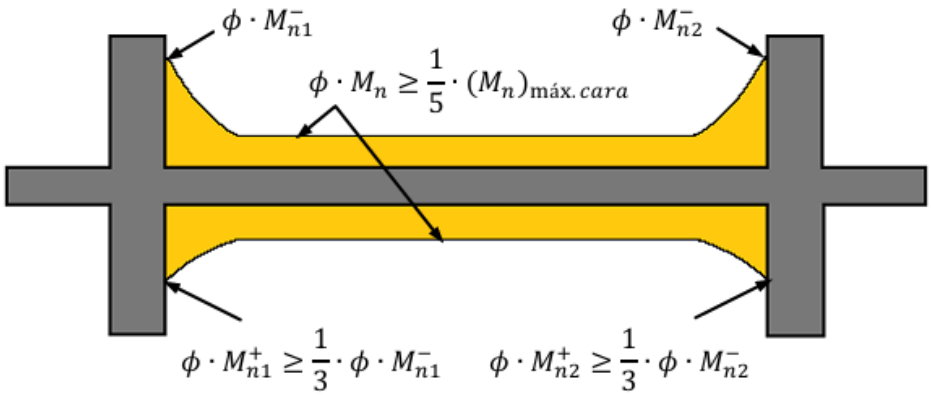
$$h_{min} = \frac{L}{12} \text{ a } \frac{L}{10}$$

2.9.3.2 Diseño a flexión de la viga en pórticos intermedios resistente a momentos

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas en la cara superior e inferior.

La resistencia a momento a positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos

Figura 2.16 Vigas en pórticos intermedio resistente a momentos



Fuente: Diseño de Estructuras de Hormigón Armado "Carlos Córdova" Pág. 774

El área de acero se calcula en función del diagrama de deformaciones:

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Donde la altura del bloque comprimido a se obtiene como:

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

El peralte efectivo de la viga se determina de la siguiente manera:

$$d = h - r - \emptyset_{estribo} - \frac{\emptyset_{barra}}{2}$$

De una manera más sencilla se puede determinar el acero requerido en función a la altura del bloque comprimido:

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

Armadura mínima a flexión

Se debe disponer un área mínima de armadura para flexión A_s min en toda sección donde el análisis requiera armadura a tracción.

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \qquad \text{NB1225001 (Sección 9.6.1.2)}$$

$$A_{s.min.2} = 1{,}4 \cdot \frac{b_w \cdot d}{f_y}$$

Si la A_s colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la A_s requerida, no es necesario cumplir con la armadura mínima.

$$A_{s.min.3} = \frac{4}{3} \cdot A_{s\ teorico}$$

Armadura máxima a flexión

La cuantía máxima es la cuantía balanceada y se calcula usando los parámetros de la norma (β, fy, $f'c$, relación c/d)

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

La cuantía balanceada se calcula:

$$\rho_{bal} = 0{,}85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y}$$

Donde:

$f'c =$ resistencia caracteristica del hormigon.

$fy =$ resistencia de fluencia del acero.

$E_s =$ módulo de elasticidad del acero.

$\varepsilon_c =$ deformación ultima del hormigon en compresión (se usa 0,003).

$\varepsilon_y =$ deformación de fluencia del acero.

$\beta_1 =$ factor de distribucion rectangular quivalente.

El área de acero máximo correspondiente será:

$$A_{s.max} = \rho_{bal} \cdot b \cdot d$$

Separación mínima de armadura longitudinal

La separación mínima de armadura longitudinal por flexión según NB1225001.25.2.1 indica:

$$S_{l.min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25\ mm \\ \frac{4}{3} \cdot T.M.A \end{cases}$$

Donde:

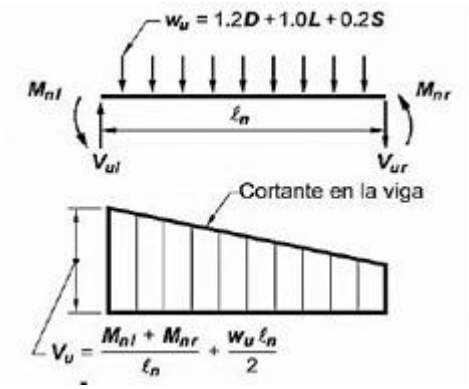
$d_b =$ diámetro de la barra longitudinal más gruesa.

$T.M.A =$ tamaño máximo del agregado.

2.9.3.3 Diseño a cortante de la viga

El diseño a cortante considera no solo las cargas gravitacionales mayoradas, sino también los momentos nominales en los extremos de la viga

Figura 2.17 Cortante en pórticos intermedios resistente a momentos



Fuente: Diseño de Estructuras de Hormigón Armado "Carlos Córdova" Pág. 772

Una vez obtenidas las cortantes últimas de diseño estas deberán ser mayores a la cortante de la envolvente con la combinación más desfavorable.

En ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud 2h medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer

estribo cerrado de confinamiento debe estar a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.

$$L = 2 \cdot h$$

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

a) $\frac{d}{4}$ b) $8 \cdot \emptyset_{long}$

c) $24 \cdot \emptyset_{estribos}$ d) $300\ mm$

El espaciamiento de la armadura transversal no debe exceder d/2 en toda la longitud de la viga.

Condición básica de diseño

De acuerdo con la NB1225001, Art. 9.5.1.1, la verificación de resistencia a cortante debe cumplir:

$$V_{ud} \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

$V_{ud} =$ cortante último de diseño, obtenido de las combinaciones.

$V_n =$ resistencia nominal de la sección a cortante.

$\phi =$ factor de reducción de resistencia.

Resistencia nominal a cortante

$$V_n = V_c + V_s$$

- **Resistencia del hormigón V_c**

La norma establece expresiones simplificadas para elementos sometidos a flexión y cortante. La resistencia que aporta el hormigón se expresa como: (NB1225001, Art. 22.5.5)

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$\lambda =$ factor de modificacion para el tipo de hormigon ($\lambda = 1$, para hormigon normal).

$f'c =$ resistencia caracteristica a la compresión.

$b_w =$ ancho efectivo del alma de la viga.

$d =$ altura util de la sección.

- **Resistencia del refuerzo transversal V_s**

El refuerzo a cortante se compone habitualmente de estribos cerrados.

La NB1225001 establece que los aceros utilizados para cortante no deben exceder una fluencia de 420 MPa, para garantizar comportamiento dúctil.

El aporte del acero transversal depende de la separación y el diámetro del estribo.

- **Criterios para determinar si es necesario colocar refuerzo a cortante**

Según NB1225001 Art. 9.6.3, la necesidad de refuerzo transversal se determina comparando el cortante actuante con la capacidad del hormigón. Se definen tres condiciones:

a) No requiere refuerzo a cortante

$$V_{ud} < 0{,}5 \cdot \phi \cdot V_c$$

b) Requiere refuerzo mínimo

$$\phi \cdot V_c \geq V_{ud} \geq 0{,}5 \cdot \phi \cdot V_c$$

c) Se debe diseñar refuerzo a cortante

$$V_{ud} \geq \phi \cdot V_c$$

- **Armadura mínima a cortante (Art 9.6.3.3)**

$$A_{v.min1} = 0{,}0625 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v.min2} = \frac{0{,}35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

La resistencia a cortante del acero de refuerzo se obtiene como:

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

De lo cual se puede expresar:

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

- **Espaciamiento máximo de armadura transversal**

$$V_s \leq 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/2 \\ 60\ cm \end{cases}$$

$$V_s > 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/4 \\ 30\ cm \end{cases}$$

2.9.3.4 Verificación de estados límites de servicio

La flecha total puede aproximarse utilizando:

$$F_{total} = 3 \cdot Fi$$

Donde:

$Fi =$ flecha instantánea bajo cargas de servicio.

El factor 3 representa la contribución de efectos diferidos del hormigón como la fluencia, retracción, que amplifican la deformación a lo largo del tiempo.

El criterio más comúnmente utilizado para estructuras de edificación es:

$$F_{total} < \frac{L}{240}$$

La deflexión máxima admisible calculada dependerá de la tabla 24.2.2 de NB1225001.

2.9.4 Diseño de Columnas

La columna es un elemento estructural diseñado principalmente para resistir cargas de compresión. Sin embargo, debido a su interacción con otros elementos del sistema estructural, también puede estar sometida a esfuerzos de flexión y cortante.

Las columnas se clasifican en dos categorías:

Columnas cortas: su resistencia está determinada fundamentalmente por la sección transversal y por las propiedades de los materiales empleados. Se caracterizan por ser elementos robustos y con baja flexibilidad.

Columnas largas o esbeltas: al aumentar la esbeltez de la columna, se incrementan las deformaciones por flexión y los momentos secundarios, lo que reduce de manera significativa su capacidad de carga.

- **Capacidad por carga axial de las columnas**

En toda columna existe cierto grado de excentricidad en la aplicación de la carga axial, por lo que es necesario considerar factores de reducción en su capacidad teórica.

De acuerdo con la norma NB 1225001, la capacidad máxima de carga axial se ajusta de la siguiente manera:

Columnas zunchadas (con espiral): la resistencia se multiplica por 0,85, con un factor de reducción de resistencia $\emptyset$=0,70

Columnas con estribos: la resistencia se multiplica por 0,80, con un factor de reducción de resistencia $\emptyset$=0,65

La resistencia reducida se expresa como:

$$\emptyset P_n = \emptyset \cdot 0{,}80 \cdot (0{,}85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

Estos factores de corrección equivalen a excentricidades aproximadas del 5% y 10% de la dimensión lateral de la columna, puesto que en la práctica no existe carga axial totalmente centrada.

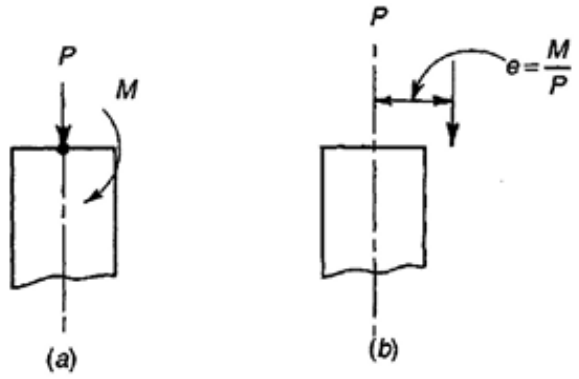
La condición de resistencia se establece como:

$$P_u \leq \emptyset P_n$$

Donde P_u representa la carga axial aplicada. Esta condición debe cumplirse tanto en compresión pura como en flexocompresión.

- **Columnas sometidas a carga axial y flexión**

Figura 2.18 Excentricidad equivalente para la carga de una columna



Fuente: Diseño de estructuras de concreto, "Nilson Arthur" Pág. 249

Cuando una columna está sometida simultáneamente a una carga axial P y a un momento flector M, se genera un estado de flexocompresión.

Para simplificar los cálculos, se introduce el concepto de excentricidad equivalente, definido como:

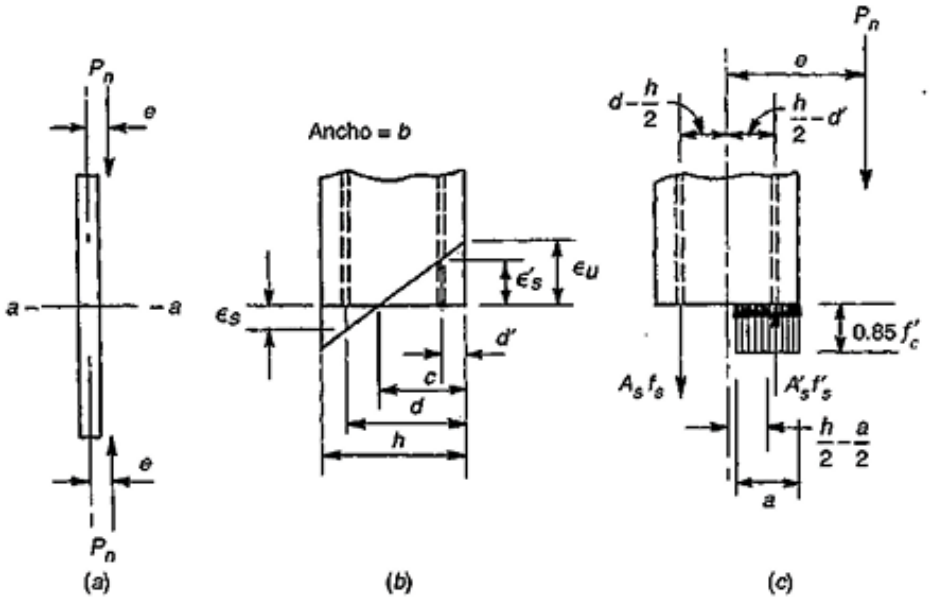
$$e = \frac{M}{P}$$

Esto implica que, en lugar de analizar el efecto combinado de P y M, se considera una carga axial P aplicada descentrada una distancia e respecto al eje central del elemento, generando un efecto equivalente.

El equilibrio de momentos respecto al eje central se expresa como:

$$M_n = P_n \cdot e = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s \cdot f'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Figura 2.19 Columna sometida a compresión excéntrica



Fuente: Diseño de estructuras de concreto, "Nilson Arthur" Pág. 250

2.9.4.1 Predimensionamiento de columnas

- Columnas centrales:

$$A_g \geq \frac{P_{servicio}}{0{,}45 \cdot f'c}$$

- Columnas medianeras y esquineras:

$$A_g \geq \frac{P_{servicio}}{0{,}35 \cdot f'c}$$

2.9.4.2 Diagrama de interacción

El diagrama de interacción de una columna de hormigón armado describe la relación entre la carga axial P_n y el momento resistente M_n que la sección puede soportar antes de alcanzar su estado límite de falla.

Para su elaboración, se asume que el hormigón en el borde extremo a compresión alcanza una deformación unitaria de 0,003, mientras que en el borde opuesto la deformación varía en distintos valores.

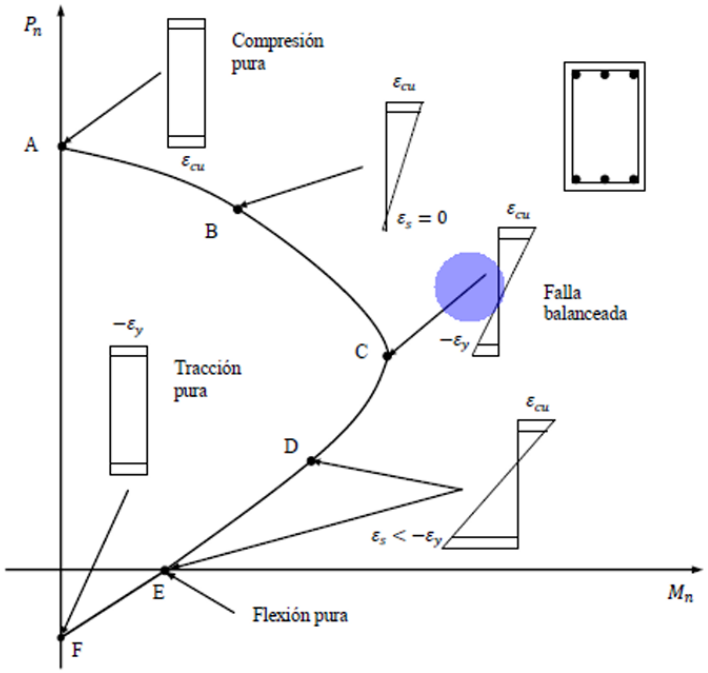
Se distinguen tres zonas principales:

Zona de compresión predominante: elevada carga axial y baja resistencia a momento.

Zona balanceada: el acero a tracción fluye simultáneamente con la falla del hormigón en compresión.

Zona de flexión predominante: la carga axial es reducida o nula, lo que permite resistir mayores momentos flectores.

Figura 2.20 Diagrama de interacción de columna



Fuente: Diseño de concreto reforzado "Mc Cormac' Russell H Brown" Pág. 282

2.9.4.3 Límites de refuerzo longitudinal

La cuantía mínima de refuerzo longitudinal para columnas se establece en:

$$A_{s_min} = 0{,}01 \cdot A_g$$

En estructuras sometidas a acción sísmica, la norma exige:

$$0{,}01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0{,}06 \cdot A_g$$

2.9.4.4 Refuerzo transversal

La resistencia nominal a cortante se determina mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- La resistencia aportada por el concreto bajo compresión axial:

$$V_c = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

- La resistencia aportada por el acero transversal:

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

O de manera alternativa:

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

El espaciamiento máximo de estribos se limita a:

$$\text{Si } V_s \leq 1{,}1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s > 1{,}1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}$$

2.9.5 Columnas en pórticos intermedios resistentes a momento (Armado sismorresistente)

- **Disposiciones de confinamiento**

El refuerzo transversal debe colocarse en una longitud crítica l_0, medida entre las caras del nudo. Esta longitud debe ser la mayor de:

$$l_0 \geq \max\left(b_{max}, \frac{H_n}{6}, 450 \text{ mm}\right)$$

En ambos extremos de la columna deben colocarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento So que no deberá exceder el menor de:

a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro

b) 12 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento

c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna

d) 300 mm

2.9.6 Diseño de Fundaciones

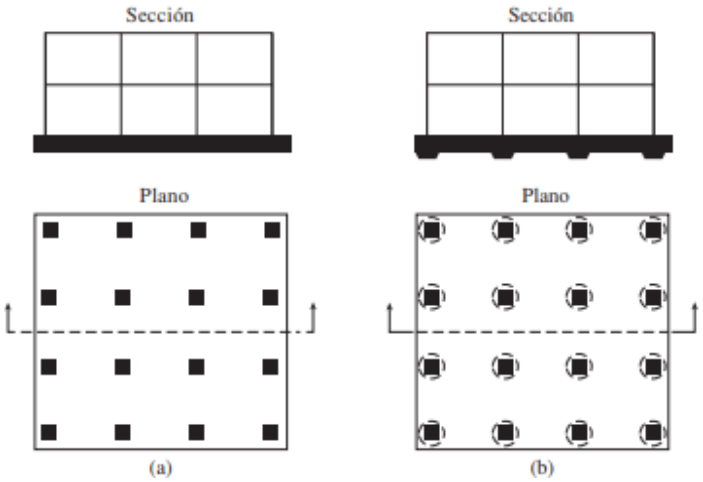
Una losa de fundación es un elemento estructural superficial de hormigón armado, generalmente de gran espesor, que se construye directamente sobre el terreno.

Su función principal es distribuir uniformemente las cargas de una edificación sobre una superficie amplia de suelo.

Existen tres tipos principales de losas de fundación:

- Losa maciza de espesor constante
- Losa con viga de cimentación
- Losa con capiteles invertidos

Figura 2.21 Tipos de losas de fundación



Fuente: https://www.mecánicasuelosabcchile.com/losas-cimentación/

2.9.6.1 Diseño losa de fundación Método Rígido Convencional

PROCEDIMIENTO:

1. Inicialmente, se verifica que las columnas se encuentren correctamente alineadas en ambas direcciones de la estructura.
2. Se obtiene la carga total mediante la suma de todas las cargas verticales que llegan de las columnas:

$$Q_{TOTAL} = \sum_{i=1}^{n} Q_{A1} + Q_{A2} + Q_{A3} + Q_n$$

3. Se determina la posición de la resultante de cargas y momentos respecto a una esquina de la losa, aplicando la condición de equilibrio por momentos:

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot Xi}{Q_{TOTAL}} \qquad Y_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot Xi}{Q_{TOTAL}}$$

4. Las excentricidades en las direcciones principales se evalúan como la diferencia absoluta entre el centro de presiones y el centro geométrico de la losa:

$$e_x = |X_R - X_{cg}|$$

$$e_y = |Y_R - Y_{cg}|$$

5. Se debe comprobar que las excentricidades no excedan los límites geométricos admisibles del núcleo central:

$$e_x \leq \frac{L}{6} \qquad e_y \leq \frac{B}{6}$$

6. Se calcula la presión neta bajo la losa y se verifica que no sobrepase el esfuerzo admisible del terreno:

$$q \leq q_{adm}$$

La presión en un punto genérico viene dada por:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

Donde los momentos actuantes se obtienen como:

$$M_x = Q \cdot e_y \qquad M_y = Q \cdot e_x$$

2.9.6.2 Verificación a punzonamiento

Para determinar la altura efectiva de la losa, se debe verificar la resistencia al punzonamiento del hormigón.

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_c \qquad \phi = 0{,}75$$

Donde la resistencia a cortante por punzonamiento del concreto es:

Se adopta el menor de los siguientes valores:

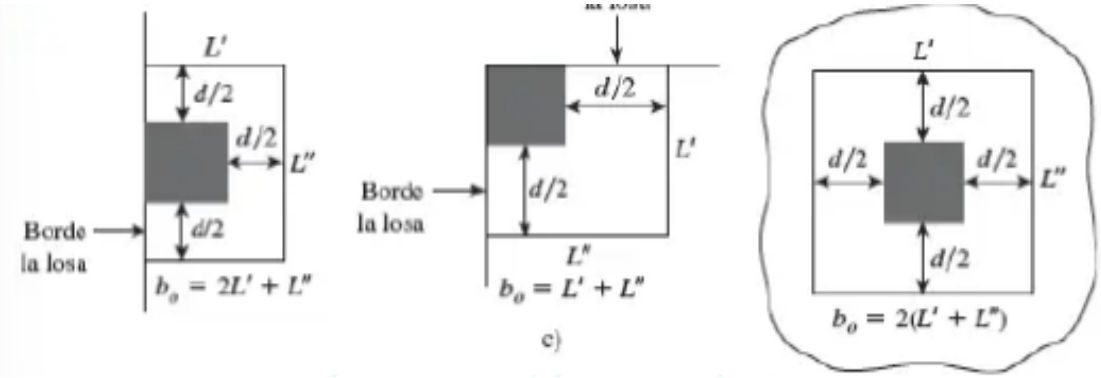
$$a)\ V_c1 = 1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b)\ V_c2 = 0{,}53 \cdot \left[1 + \frac{2}{\beta}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$c)\ V_c3 = 0{,}27 \cdot \left[2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

El perímetro crítico depende de la ubicación de la columna.

Figura 2.22 Perímetro crítico de la sección de una columna



Fuente: Diseño de losa de fundación. Sebastián Loyo

2.9.6.3 Determinación del acero de refuerzo en la losa de fundación

Los diagramas de momentos se obtuvieron del programa computacional CYPECAD con estos momentos mayorados se pueden diseñar los aceros tanto en refuerzo positivo como en refuerzo negativo.

- **Peralte efectivo de la losa:**

$$d = H - r_{min} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

- **Área de acero de refuerzo mínimo**

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{fy} \cdot (Ag)$$

- **Acero de refuerzo requerido:**

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

Se tiene que determinar el acero de refuerzo superior e inferior en sentido transversal y longitudinal

2.9.6.4 Cálculo del módulo de balasto

El módulo de balasto es un parámetro geotécnico que representa la rigidez del terreno frente a las deformaciones producidas por una cimentación. Expresa la relación entre la presión aplicada y el asentamiento que produce en el suelo, asumiendo que el terreno responde como un conjunto de resortes independientes. Cuanto mayor es el módulo de balasto, más rígido es el suelo y menores son los asentamientos bajo la losa

Este valor es fundamental para ingresar la interacción suelo - estructura en el programa CYPECAD, ya que permite modelar la losa de cimentación y así obtener resultados más realistas.

Para Arenas

$$K_{B,L}\left(\frac{kg}{cm^2}\right) = 10^{\frac{N+2}{34}}\left(\frac{B+0{,}3}{2\cdot B}\right)^2$$

Para Cohesivos

$$k\left(\frac{t}{m^3}\right) = 40\cdot N\frac{1}{B}\left(1+\frac{B}{2L}\right)$$

Para un suelo en transición

$$k = \frac{\%_{COHESIVOS}}{100}\cdot k_{cohesivos} + \frac{\%_{ARENAS}}{100}\cdot k_{arenas}$$

Corrección por desplante

$$C_d = \left(1+2\cdot\frac{Df}{B}\right)$$

Donde el término $\left(1+2\cdot\frac{D}{B}\right)$, nunca puede superar el valor de 2 y si lo supera se reemplaza por el término 2.

Corrección por nivel freático

$$C_w = 0{,}5\cdot\left(1+\frac{D_w}{D_f+B}\right)$$

2.9.6.5 Verificación de asentamientos

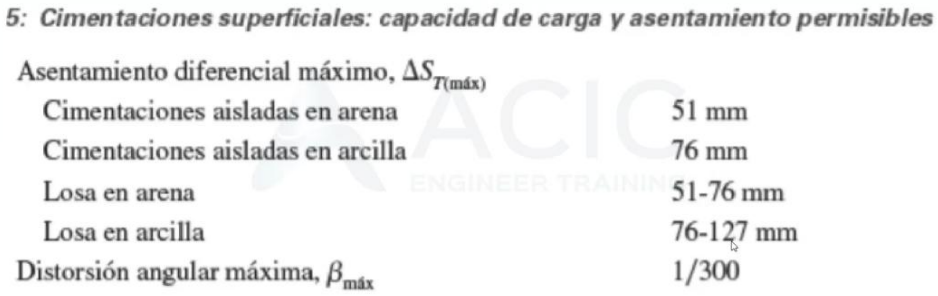
El asentamiento instantáneo se obtiene mediante el programa de análisis ETABS, al aplicar el balasto a la cimentación, este valor se multiplica por un factor de seguridad dependiendo el tipo de suelo que se tiene:

Para arenas el coeficiente es de 1,5 y para cohesivos 2.

En caso de existir una combinación de suelos se deberá obtener un valor promedio dependiendo el porcentaje de suelo que se tenga.

$$\Delta_{Total} = \Delta_i\cdot FS$$

Figura 2.23 Asentamientos permisibles



5: Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento permisibles

Asentamiento diferencial máximo, $\Delta S_{T(máx)}$	
Cimentaciones aisladas en arena	51 mm
Cimentaciones aisladas en arcilla	76 mm
Losa en arena	51-76 mm
Losa en arcilla	76-127 mm
Distorsión angular máxima, $\beta_{máx}$	1/300

Fuente: Foundation settlements "Bowles 1996" pag. 339

2.9.7 Estructuras complementarias (escalera)

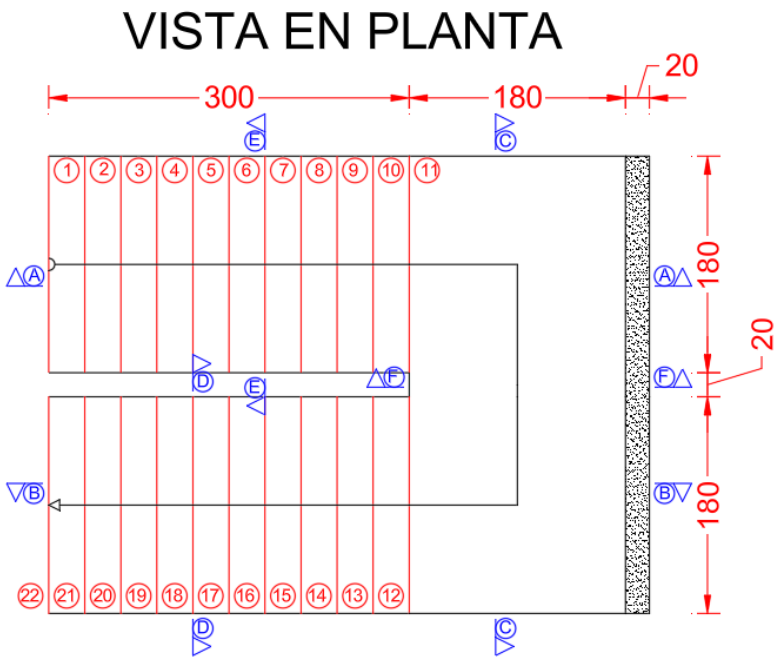
Una escalera es un elemento constructivo conformado por un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado, que permite la circulación vertical entre diferentes niveles o plantas de una edificación. Existen diversos tipos de escaleras que varían según su forma, ubicación y función dentro del proyecto arquitectónico, entre los más comunes se encuentran:

- **Escalera de 2 tramos con descanso**

Es una escalera compuesta por dos tramos rectos unidos por un descanso intermedio, que permite dividir el recorrido vertical para mayor comodidad y seguridad. El descanso facilita el cambio de dirección y reduce la pendiente.

Estructuralmente, está conformada por dos losas inclinadas y una losa horizontal, apoyadas en muros, vigas o descansos intermedios.

Figura 2.24 Escalera de dos tramos vista en planta.



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Partes de una escalera:

Descanso: Parte horizontal más extensa que separa los tramos entre niveles. Su ancho debe ser mayor a 3 huellas o 90 cm. Cada nivel de piso también se considera un descanso principal.

Huella: Superficie horizontal del escalón sobre la que se apoya el pie al subir o bajar.

Tramo: Conjunto o sucesión ininterrumpida de escalones comprendido entre dos descansos.

Contrahuella: Superficie vertical del escalón, situada entre dos huellas consecutivas.

Baranda: Elemento de protección lateral que impide caídas. Puede incluir pasamanos para apoyo.

2.9.7.1 Proceso de cálculo

Para el dimensionamiento del espesor t (cm) de la escalera se estima mediante la siguiente expresión:

$$\frac{L}{25} \leq t \leq \frac{L}{20}$$

Donde:

L= longitud libre entre apoyos de los tramos de la escalera.

t= espesor de la losa maciza.

2.9.7.1.1 Diseño de armadura longitudinal

Se hace una idealización del tramo 1 de la escalera para calcularla como una viga simplemente apoyada para obtener el momento máximo positivo y como una viga empotrada para obtener el momento máximo negativo.

El peralte efectivo de la losa será:

$$d = t - r_{min}$$

Para determinar la armadura positiva y negativa se realiza el mismo procedimiento

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

2.9.7.1.2 Diseño de armadura transversal

El área mínima para colocar transversalmente en la losa será:

$$A_{s_{min}} = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{fy} \cdot (b \cdot t)$$

Donde:

$A_{s_{min}}$ = área de armadura mínima.

fy = límite de fluencia del acero.

t = espesor de la losa de la escalera.

b = ancho de estudio de la losa.

2.10 Estrategia para la ejecución del Proyecto.

2.10.1 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas establecen los estándares de calidad y cantidad que el contratante espera que el contratista cumpla durante la ejecución de la obra. Para garantizar una adecuada ejecución de los trabajos, el pliego de especificaciones debe detallar con precisión:

- Las características de los materiales a emplear
- Los ensayos requeridos para verificar el cumplimiento de las condiciones establecidas.
- El proceso constructivo previsto
- Las normativas aplicables para la elaboración de cada parte de la obra
- Las precauciones a tomar durante la construcción

De esta manera, las especificaciones técnicas constituyen un documento de referencia fundamental que asegura la uniformidad y calidad del proceso constructivo.

2.10.2 Cómputos Métricos

Los cómputos métricos representan un elemento esencial en la planificación y presupuestación de cualquier proyecto de construcción, incluyendo la edificación de un colegio. Estos documentos permiten identificar y cuantificar, de manera sistemática y precisa, los materiales, la mano de obra y los recursos necesarios para la ejecución de cada actividad constructiva.

En el contexto de una edificación escolar, los cómputos métricos son imprescindibles para:

- Estimar los costos con más detalles
- Optimizar y gestionar recursos
- Asegurar la eficiencia y el cumplimiento del presupuesto establecido

2.10.3 Precios unitarios

La estimación del presupuesto mediante precios unitarios requiere partir de un cómputo métrico detallado. Cada actividad definida para una unidad de trabajo se multiplica por un precio unitario, que refleja el costo parcial de su ejecución.

El precio unitario se compone de varios componentes clave que se suman:

1. **Costo de Materiales:** Incluye el costo de los materiales necesarios para llevar a cabo la actividad
2. **Costo de Mano de Obra:** Retribución correspondiente al personal que ejecuta la actividad
3. **Desgaste de Herramientas o Reposición de Equipos:** Cubre el uso y renovación del equipo
4. **Gastos Generales:** Son los gastos generales asociados con la ejecución del proyecto, como costos administrativos, de gestión y otros gastos indirectos
5. **Utilidad:** Es el beneficio esperado por la empresa contratista, que se añade al costo para determinar el precio final del ítem

Estos componentes se agrupan en dos categorías:

- Costo Directo: Suma del costo de materiales y el costo de mano de obra.
- Costo Indirecto: Suma del desgaste de herramientas o reposición de equipos y los gastos generales.

La suma del costo directo e indirecto forma el costo o precio neto del ítem. Posteriormente, se añade la utilidad para obtener el precio total del ítem.

Además, se consideran otros aspectos en la estimación del presupuesto:

- Beneficios Sociales: Se calcula el 55% del costo de la mano de obra como beneficios sociales.
- Herramientas Menores: Representan el 5% del costo de la mano de obra.
- IVA: Impuesto sobre el Valor Agregado, que se aplica a una tasa del 14,94% sobre el precio total.
- Gastos Generales: Corresponden al 10% del precio total.

- Utilidad: Representa el 7% del precio total como ganancia para la empresa contratista.
- IT (Impuesto a las Transacciones): Se aplica a una tasa del 3,09% sobre el precio total.

Este proceso detallado permite estimar de manera precisa el presupuesto necesario para cada actividad, considerando todos los costos directos e indirectos, así como los beneficios y cargas impositivas asociadas.

2.10.4 Presupuesto

Un presupuesto representa la estimación total del costo previsto para completar una construcción. La precisión de esta estimación depende en gran medida del desglose detallado de los componentes que conforman la obra. Cada uno de estos componentes está influenciado por una serie de factores, algunos conocidos o fácilmente evaluables, mientras que otros requieren estimaciones o juicios por parte del profesional encargado del cálculo.

2.10.5 Planeamiento y cronograma

Desde una perspectiva económica, las distintas opciones constructivas y tipológicas pueden influir significativamente en los costos y los plazos de ejecución. Un proyecto consiste en una secuencia de actividades interdependientes que deben llevarse a cabo en un orden específico para completar el trabajo. Estas actividades están organizadas en una secuencia lógica, donde algunas no pueden iniciar hasta que otras se hayan finalizado. Cada actividad dentro del proyecto requiere tiempo y recursos para su realización.

Para garantizar que un proyecto se complete dentro de los plazos y presupuestos establecidos, es fundamental desarrollar un plan detallado que sirva como guía para la ejecución. La planificación implica la formulación de una serie de acciones sucesivas, mientras que la programación permite controlar la ejecución del proyecto desde el inicio. A veces es necesario ajustar y replantear el plan original durante el curso del proyecto.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1 Análisis del levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico del área de estudio se realizó en la comunidad de Campo Pajoso, ubicada a 9 km al norte de la ciudad de Yacuiba, en la provincia Gran Chaco del departamento de Tarija. El predio se encuentra en una zona de fácil accesibilidad, ya que limita al este con una avenida doble vía y se ubica a aproximadamente 250 m de la carretera N°9, lo que representa una ventaja logística para el desarrollo de las obras y el posterior funcionamiento de la unidad educativa.

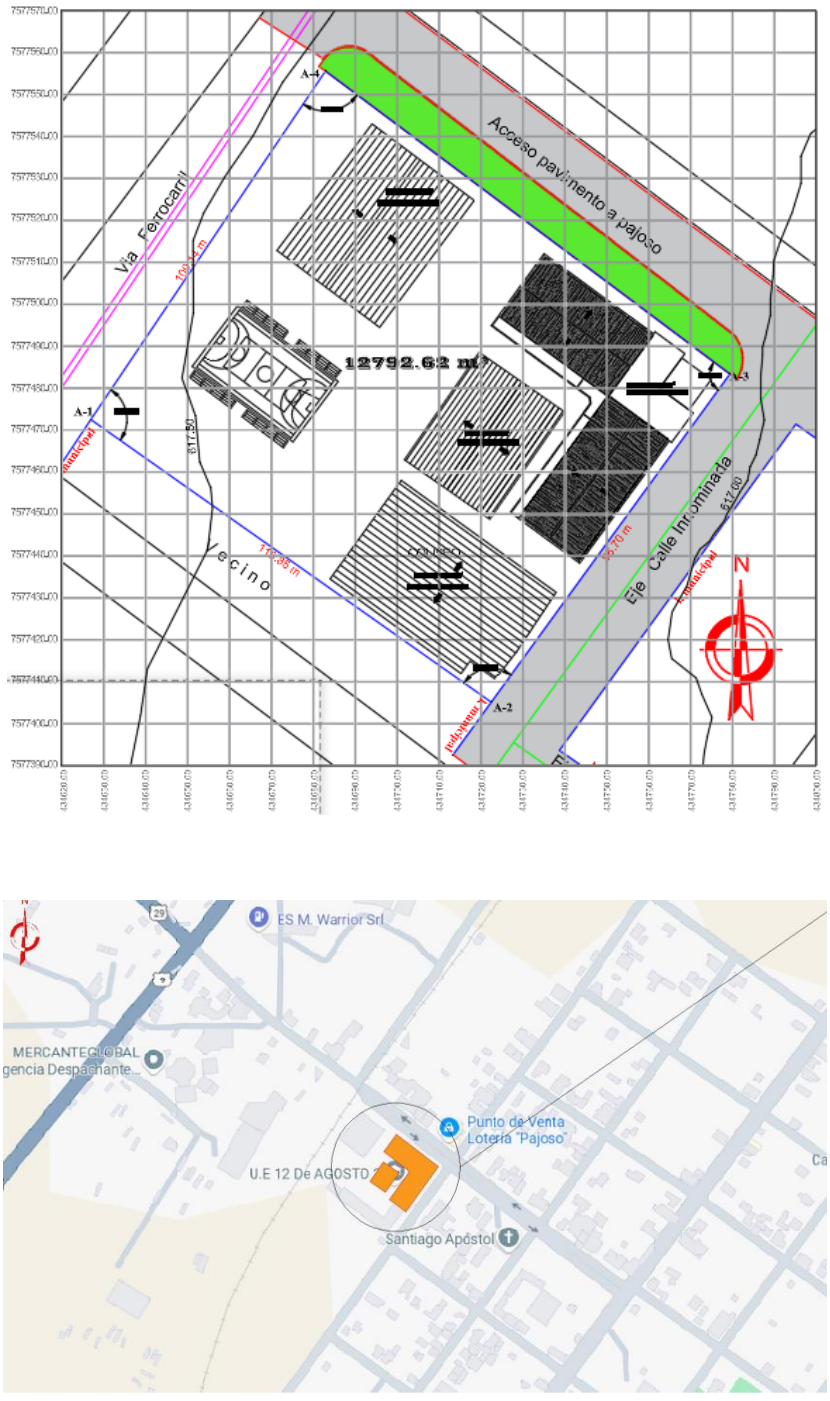
El área total levantada corresponde a 12.792,62 m^2, de los cuales el área destinada a la construcción es de 2.511,57 m^2. La cota mínima registrada es de 617 m.s.n.m. y la máxima de 617.50 m.s.n.m., con un desnivel total de apenas 0,53 m. El análisis de las curvas de nivel, representadas con una equidistancia de 0,50 m, muestra un relieve predominantemente plano, con una pendiente general orientada en sentido noreste–suroeste, de menos de 1%. Esta condición es favorable para la implantación de la infraestructura educativa, ya que minimiza la necesidad de movimientos de tierra.

En cuanto a la cobertura, el terreno presenta vegetación reducida, concentrada únicamente en áreas ajardinadas vinculadas al colegio existente. La mayor parte de la superficie corresponde a zonas consolidadas, destacando la losa de concreto del patio de honor y las edificaciones actuales, las cuales serán demolidas para la construcción del nuevo proyecto.

Respecto al entorno inmediato, al norte se identifican rieles del tren, mientras que dentro del predio se encuentran áreas deportivas como la cancha con tinglado y la cancha descubierta.

(Ver planos, lámina N°1, el plano de ubicación y topografía.)

Figura 3.1 Plano de ubicación y topográfico



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

3.2 Análisis del Estudio de Suelos

La capacidad portante del terreno se determinó mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), ejecutado directamente en el área de emplazamiento del proyecto. Para este propósito, se realizaron dos excavaciones en puntos estratégicos del terreno, a fin de obtener una caracterización representativa de las condiciones del subsuelo.

El estudio fue desarrollado por el Laboratorio de Suelos y Hormigones "COPAS" (ver Anexo I), cuyos resultados se detallan a continuación:

- FOSA 1 COORDENADAS: 434.744,13 m E; 7.577.497,63 m S

Tabla 3.1 Resultado ensayo SPT fosa 1

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Ángulo fricción interna	Tensión admisible (kN/m^2)
1	1,0	SM	25	45,0
	2,0	CL	15	45,0
	3,0	CL	15	34,0
	4,0	CL	15	51,0
	5,0	CL	15	85,0
	6,0	CL	15	94,0

Fuente: Elaboración propia

- FOSA 2 COORDENADAS: 434.739,44 m E; 7.577.445,17 m S

Tabla 3.2 Resultado ensayo SPT fosa 2

Fosa	Profundidad (m)	Tipo de suelo (Unificada)	Ángulo fricción interna	Tensión admisible (kN/m^2)
2	1,0	SM	25	45,0
	2,0	CL	15	54,0
	3,0	CL	15	43,0
	4,0	CL	15	68,0
	5,0	CL	15	94,0
	6,0	CL	15	102,0

Fuente: Elaboración propia

Durante la ejecución de los ensayos se identificó la presencia de nivel freático a una profundidad aproximada de 3,0 m en ambas fosas.

La clasificación de los suelos extraídos, así como la descripción estratigráfica de cada pozo, se presentan de manera detallada en el Anexo I de estudio de suelos.

3.3 Análisis del diseño arquitectónico

El proyecto corresponde a la unidad educativa 12 de Agosto, concebida como una edificación de dos niveles que busca satisfacer las necesidades pedagógicas, administrativas y recreativas de la comunidad educativa. La propuesta arquitectónica responde a criterios de funcionalidad, accesibilidad y seguridad, integrando además aspectos que favorecen el diseño estructural sismorresistente.

Los planos arquitectónicos del proyecto fueron proporcionados por el Gobierno Autónomo Municipal de Yacuiba, entidad que elaboró el diseño arquitectónico mediante modelado en Revit. De este modelo se obtuvieron los planos de planta baja, planta alta, fachadas y cortes arquitectónicos (A-A y B-B), que se adjuntan en los planos. (Ver plano, lámina N° 2 y lámina N° 3)

3.3.1 Características generales

La edificación cuenta con una altura total de 9,64 m, distribuida de la siguiente manera:

- Planta baja – primer piso: 3,94 m
- Primer piso – base de cubierta: 3,80 m
- Base de cubierta – parte superior de cubierta: 1,90 m

La superficie construida alcanza un total de 3.319,09 m^2, de los cuales 1.687,22 m^2 corresponden a la planta baja y 1.631,87 m^2 al primer piso.

3.3.2 Distribución de ambientes

Planta baja:

- 2 aulas pedagógicas
- 4 aulas de nivel inicial
- 3 baños
- 1 vivienda para portero
- 1 depósito de materiales
- 1 sala de reunión de padres de familia
- 1 dirección con su respectiva secretaria

- 1 sala de docentes
- 1 enfermería
- 1 taller
- 1 comedor con cocina
- 1 sala de espera
- Patio amplio central

Primer piso:

- 13 aulas pedagógicas
- 1 baño
- 2 depósitos
- 1 biblioteca amplia
- escalera de 2 tramos y 3 tramos
- 1 rampa peatonal

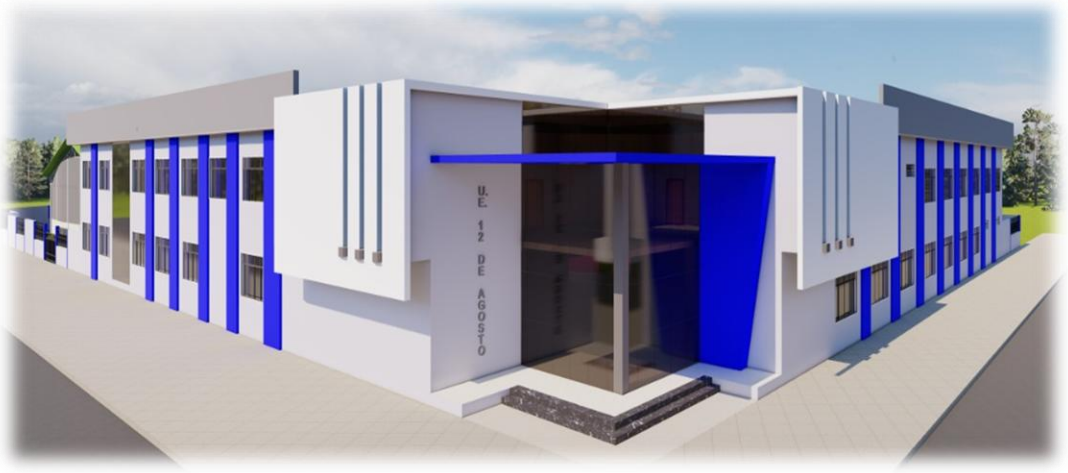
Espacios exteriores: El diseño arquitectónico contempla áreas exteriores destinadas al esparcimiento y la actividad física, conformadas por un patio amplio y canchas deportivas con tinglado, los cuales refuerzan la función educativa y recreativa del establecimiento.

3.3.3 Composición arquitectónica

El conjunto se organiza en tres bloques conectados que, en su disposición general, conforman una planta irregular en forma de L. Esta condición determinó la necesidad de dividir el proyecto en bloques, lo que permitió obtener una mayor regularidad estructural.

En el bloque central se presenta una variación en la altura del primer piso, con respecto a los otros bloques, alcanzando un metro adicional de diferencia. Asimismo, la cubierta en esta zona se resuelve mediante losa maciza, a diferencia de los demás sectores de la edificación donde se emplea cubierta metálica.

Figura 3.2 Fachada arquitectónica



Fuente: Elaboración propia. (Revit 2025)

Figura 3.3 Corte transversal A-A



Fuente: Elaboración propia. (Revit 2025)

Figura 3.4 Corte transversal B-B



Fuente: Elaboración propia. (Revit 2025)

3.4 Análisis, cálculo y diseño estructural

3.4.1 Estructura de sustentación de la cubierta

3.4.1.1 Diseño de cubierta metálica

- **Materiales**

Para el diseño de la cubierta metálica se utilizarán los siguientes materiales:

TIPO DE ACERO: ASTM A36

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas del acero A36

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PERFIL ASTM A36		
Límite de fluencia mínima	$F_y =$	$25\ {}^{kN}/_{cm^2}$
Resistencia a la tracción	$F_u =$	$40\ {}^{kN}/_{cm^2}$
Módulo de Elasticidad	$E =$	$20.000\ {}^{kN}/_{cm^2}$
Densidad	$\rho_{Acero} =$	$78{,}5\ {}^{kN}/_{m^3}$

Fuente: Elaboración propia

Los perfiles que se utilizarán son los siguientes:

Cordón superior: Costanera 80X40X15X3

Cordón inferior: Costanera 80X40X15X2

Montantes: Costanera 50X25X10X2 y Costanera 80X40X15X2

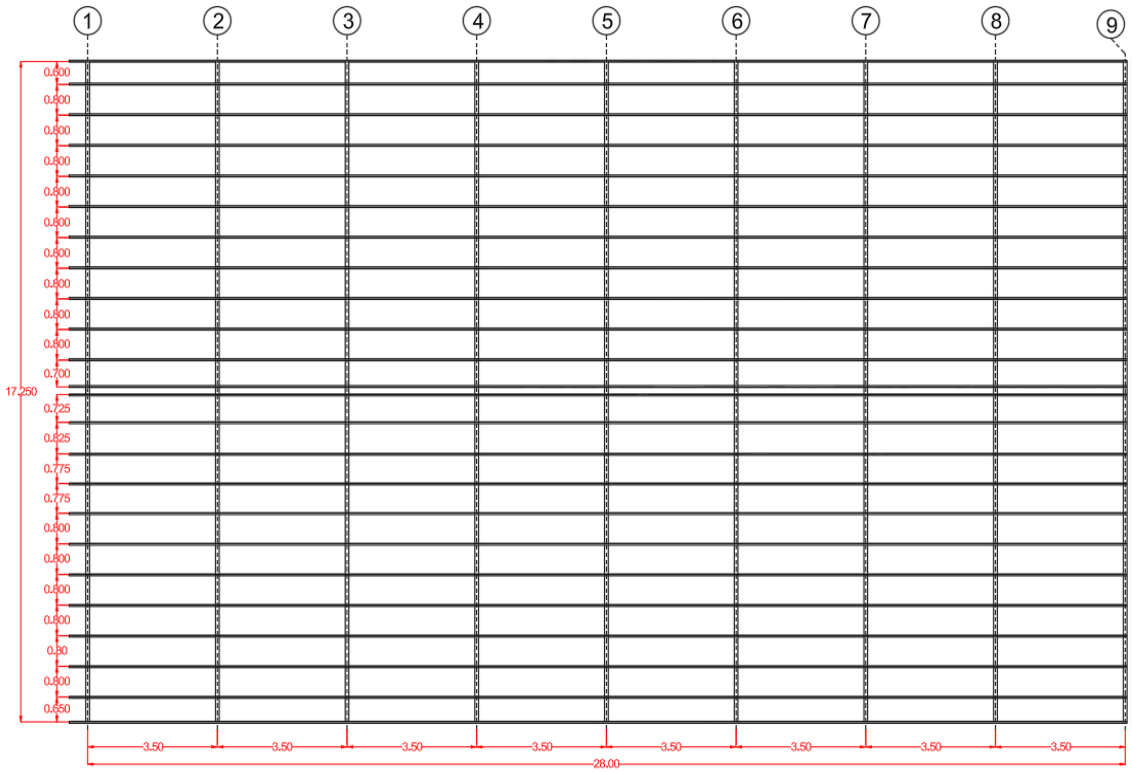
Diagonales: Costanera 50X25X10X2 y Costanera 80X40X15X2

Correas: Costanera 100X50X15X3

Todos los elementos de la cercha metálica: cuerda superior, inferior, montantes y diagonales tendrán uniones soldadas de tipo filete; de esta manera se obtendrá una estructura más rígida.

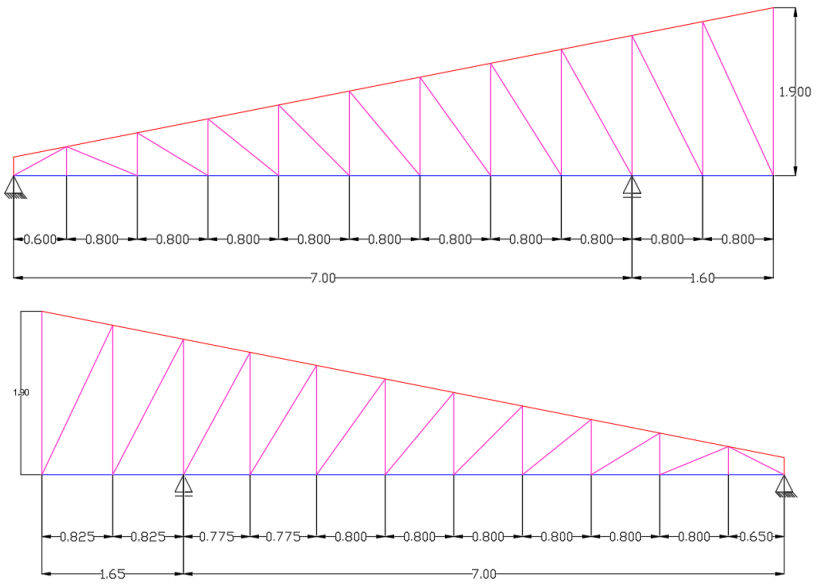
- **Geometría de la cubierta**

Figura 3.5 Vista en planta de geometría de cubierta



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Figura 3.6 Vista en corte de la geometría de la cubierta



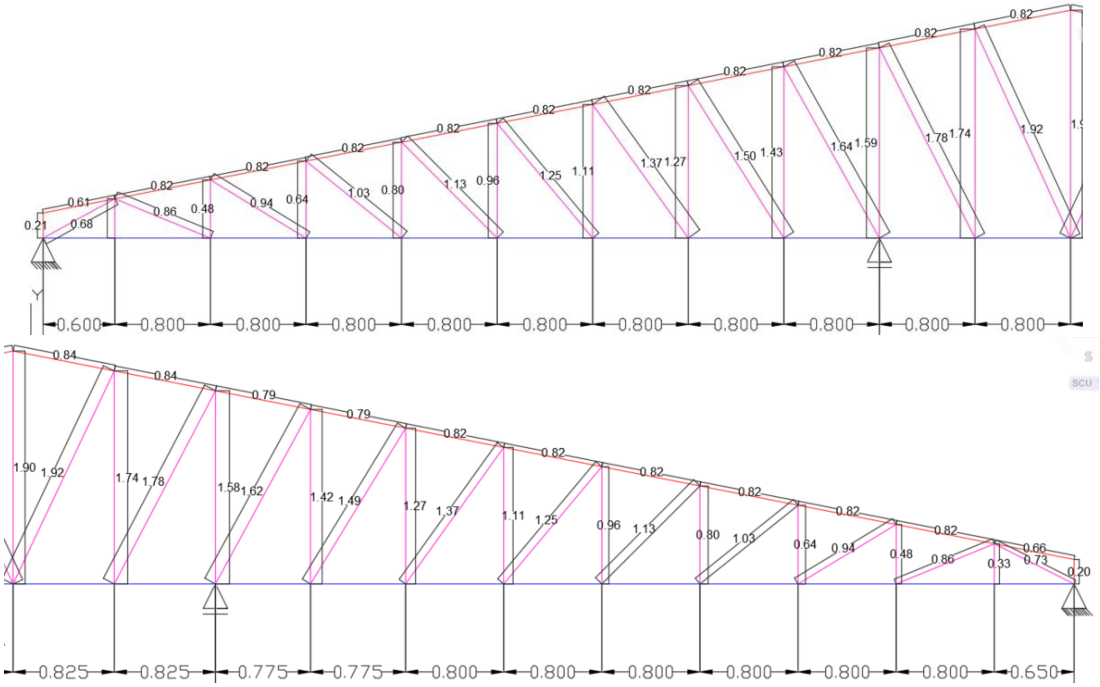
Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

- **Cargas**

Carga permanente

a) Peso propio de la cercha

Figura 3.7 Longitudes de los elementos de cercha



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Tabla 3.4 Peso de la cercha tipo

Cálculo del peso de la cercha tipo I				
Sección	Longitud (m)	Área (cm^2)	Peso específico ($\frac{kN}{m^3}$)	Peso (kN)
80X40X15X2	15,22	3,54	78,5	0,42
80X40X15X3	11,08	5,11	78,5	0,44
50X25X10X2	17,67	2,33	78,5	0,32
			$P_{cercha} =$	1,18

Fuente: Elaboración propia

Peso de todas las cerchas:

$$N°_{cerchas} = 18$$

$$P_{Total\ de\ cerchas} = N°_{cerchas} \cdot P_{cercha}$$

$$P_{Total\ de\ cerchas} = 18 \cdot 1{,}18 = 21{,}24\ kN$$

Peso de la cercha distribuida en la cubierta:

$$P_{cercha/cubierta} = \frac{P_{Total\ de\ cerchas}}{\text{Área de la cubierta}}$$

$$P_{cercha/cubierta} = \frac{21,24}{28 \cdot 17,25} = 0,044\ {}^{kN}/_{m^2}$$

b) Peso de correas, calamina y accesorios

Peso de las correas

$$P_{correas} = L_{correas} \cdot Ag \cdot \text{Peso específico}$$

$$P_{correas} = 672\ \cdot 6,31\ \cdot 78,5\ = 33,28\ kN$$

$$P_{correas/cubierta} = \frac{33,28}{28\ \cdot 17,5} = 0,0679\ {}^{kN}/_{m^2}$$

Peso de la calamina + accesorios

$$P_{calamina+accesorios} = 0,05\ {}^{kN}/_{m^2}$$

- **Carga permanente (D)**

$$Q_{permanente} = P_{cercha/cubierta} + P_{correas/cubierta} + P_{calamina+accesorios}$$

$$Q_{permanente} = 0,044 + 0,0679 + 0,05 = 0,1619\ {}^{kN}/_{m^2}$$

- **Carga viva de techo (Lr)**

$$L_r = 0,6\ {}^{kN}/_{m^2}$$

- **Carga de granizo (S)**

$$q_g = 1,125\ {}^{kN}/_{m^2}$$

- **Carga de viento (W)**

$$p_{Barlovento} = -0,50\ {}^{kN}/_{m^2}$$

$$p_{Sotavento} = -0,50\ {}^{kN}/_{m^2}$$

(Consultar Anexo II, para ver el análisis de carga.)

- **Cargado de la cercha tipo I**

Cargas permanentes (D)

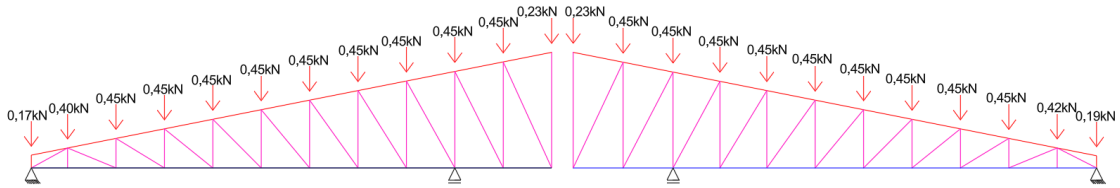
separación de cerchas: 3,50 m

$$D_{lineal} = 0{,}1619 \cdot 3{,}50 = 0{,}5666 \ {}^{kN}/_{m}$$

$$D_{puntual} = D_{lineal} \cdot Sep_{correas}$$

$$D_{puntual} = 0{,}5666 \cdot 0{,}80 = 0{,}4533 \ kN$$

Figura 3.8 Esquema de cargas permanentes en cercha tipo 1



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Cargas Viva de techo (Lr)

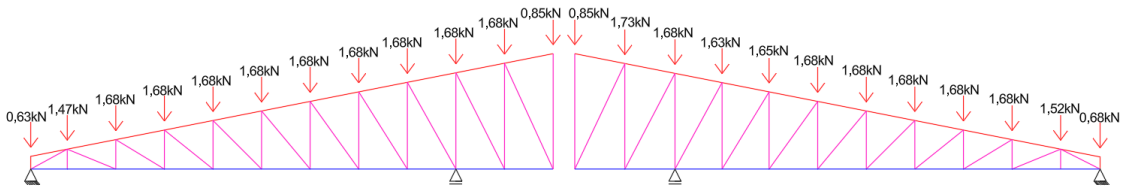
separación de cerchas: 3.50 m

$$D_{lineal} = 0{,}6 \cdot 3{,}50 = 2{,}1 \ {}^{kN}/_{m}$$

$$D_{puntual} = D_{lineal} \cdot Sep_{correas}$$

$$D_{puntual} = 2{,}1 \cdot 0{,}80 = 1{,}68 \ kN$$

Figura 3.9 Esquema de cargas vivas en cercha tipo 1



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Carga de granizo (S)

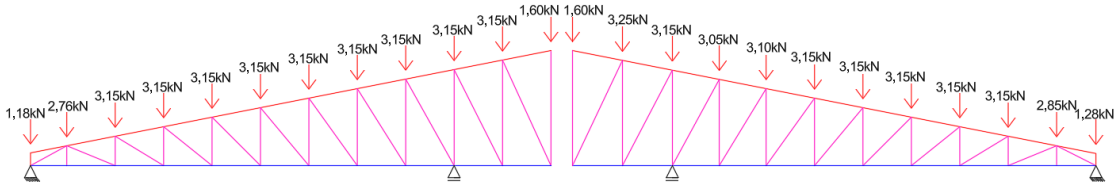
separación de cerchas: 3.50 m

$$D_{lineal} = 1{,}125 \cdot 3{,}50 = 3{,}94 \ {}^{kN}/_{m}$$

$$D_{puntual} = D_{lineal} \cdot Sep_{correas}$$

$$D_{puntual} = 3{,}94 \cdot 0{,}80 = 3{,}15 \text{ kN}$$

Figura 3.10 Esquema de cargas de granizo en cercha tipo 1



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Carga de viento (W)

- **Barlovento**

separación de cerchas =3,50m

W(lineal)=$-0{,}50 \cdot 3{,}50 = -1{,}75 \ {}^{kN}/_{m}$

W (puntual)= $= -1{,}75 \cdot 0{,}82 = -1{,}435$ kN

Descomposición:

$$Px = -1{,}435 \cdot \text{sen}(11{,}12) = -0{,}277 \text{ kN}$$

$$Py = -1{,}435 \cdot \cos(11{,}12) = -1{,}408 \text{ kN}$$

- **Sotavento**

Separación de cerchas =3,50 m

W(lineal)=$-0{,}50 \cdot 3{,}50 = -1{,}75 \ {}^{kN}/_{m}$

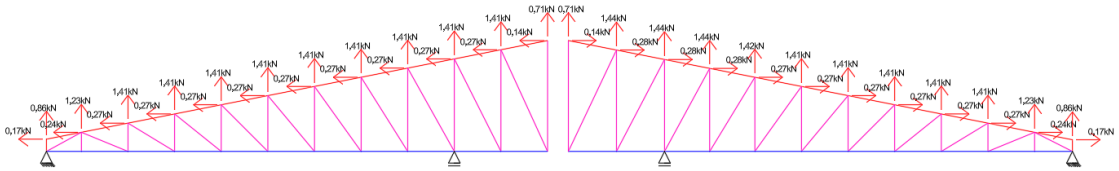
W(puntual)= $= -1{,}75 \cdot 0{,}82 = -1{,}435$ kN

Descomposición:

$$Px = -1{,}435 \cdot \text{sen}(11{,}12) = -0{,}277 \text{ kN}$$

$$Py = -1{,}435 \cdot \cos(11{,}12) = -1{,}408 \text{ kN}$$

Figura 3.11 Esquema de cargas de viento en cercha tipo 1



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

3.4.1.1.1 Diseño de la correa

- Cargas sobre la correa

Separación entre correas= 0,80 m

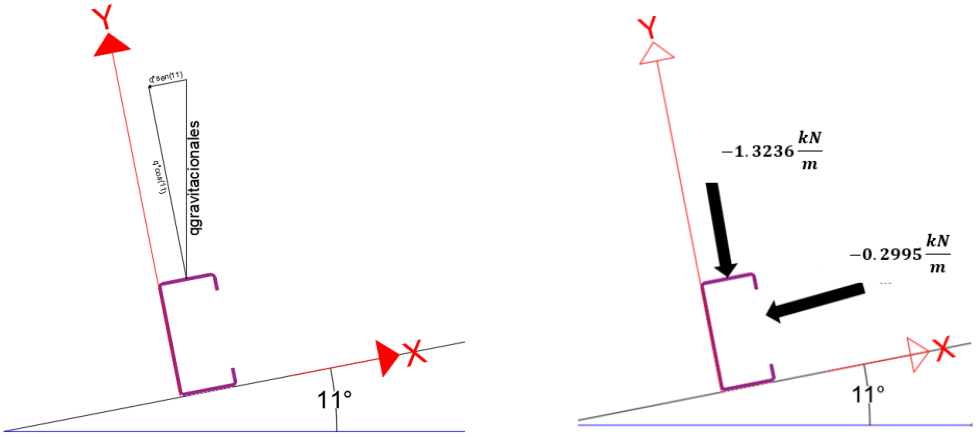
Separación entre cerchas= 3,5 m

Tabla 3.5 Resumen de carga por área y lineal

Tipo de Carga	Carga por área	Carga lineal
Carga permanente	0,1179 $^{kN}/_{m^2}$	0,094 $^{kN}/_{m}$
Carga viva	0,6 $^{kN}/_{m^2}$	0,480 $^{kN}/_{m}$
Carga de granizo	1,125 $^{kN}/_{m^2}$	0,900 $^{kN}/_{m}$
Carga de viento	-0,50 $^{kN}/_{m^2}$	-0,4 $^{kN}/_{m}$

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.12 Descomposición de fuerzas en eje X y Y de la correa



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Carga muerta (D)

$$D_x = 0{,}094 \cdot \text{sen}(11{,}12) = -0{,}0181\ {}^{kN}/_{m}$$

$$D_y = 0{,}094 \cdot \cos(11{,}12) = -0{,}0922\ {}^{kN}/_{m}$$

Carga viva de techo (Lr)

$$Lr_x = 0{,}48 \cdot \text{sen}(11{,}12) = -0{,}0926\ {}^{kN}/_{m}$$

$$Lr_y = 0{,}48 \cdot \cos(11{,}12) = -0{,}4710\ {}^{kN}/_{m}$$

Carga de granizo (S)

$$S_x = 0{,}90 \cdot \text{sen}(11{,}12) = -0{,}1736\ {}^{kN}/_{m}$$

$$S_y = 0{,}90 \cdot \cos(11{,}12) = -0{,}8831\ {}^{kN}/_{m}$$

Carga de viento (W)

$$W_y = +0{,}40\ {}^{kN}/_{m}$$

Tabla 3.6 Carga Ultima de Diseño en los ejes

Combinación de carga LRFD	Plano X-Z ($\frac{kN}{m}$)	Plano Y-Z ($\frac{kN}{m}$)
$U = 1{,}4 \cdot D$	-0,0253	-0,1291
$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}6 \cdot L + 0{,}5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	-0,1085	-0,5522
$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0{,}5 \cdot W)$	-0,2995	-1,3236
$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}0 \cdot W + L + 0{,}5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$	-0,1085	-0,1522
$U = 1{,}2 \cdot D + 1{,}0 \cdot E + L + 0{,}22 \cdot S$	-0,0599	-0,3049
$U = 0{,}9 \cdot D + 1{,}0 \cdot W$	-0,0163	0,3837
$U = 0{,}9 \cdot D + 1{,}0 \cdot E$	-0,0163	-0,0830

Fuente: Elaboración propia

Las cargas últimas de diseño son:

$$PU_x = -0{,}2995\ {}^{kN}/_{m}$$

$$PU_y = -1{,}3236\ {}^{kN}/_{m}$$

Momentos solicitantes en los ejes

Plano X-Z

Reacciones

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{1{,}3236 \cdot 3{,}5}{2} = 2{,}3163 \text{ kN}$$

Momentos

$$M_{max\,(x-z)} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1{,}3236 \cdot (3{,}5)^2}{8} = 2{,}0268 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Plano Y-Z

Reacciones

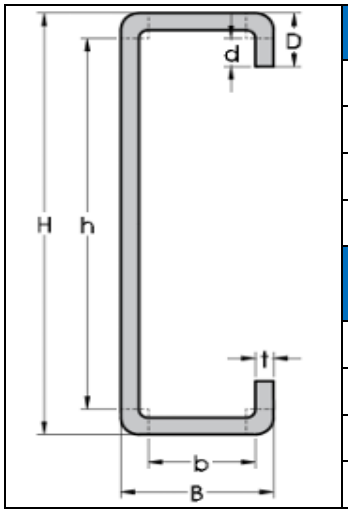
$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{0{,}2995 \cdot 3{,}5}{2} = 0{,}5241 \text{ kN}$$

Momentos

$$M_{max\,(y-z)} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{0{,}2995 \cdot (3{,}5)^2}{8} = 0{,}4586 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación del perfil de correa (Costanera 100x50x15x3)

Tabla 3.7 Propiedades del perfil 100x50x15x3



DATOS DEL PERFIL		
H	100,00	mm
B	50,00	mm
D	15,00	mm
t	3,00	mm
PROPIEDADES DEL PERFIL		
Ag	6,31	cm^2
F_y	25,00	kN/cm^2
Z_x	19,55	cm^3
Z_y	6,11	cm^3

Fuente: Elaboración propia

Para verificar que resista la correa debe cumplir la siguiente condición:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$M_{rx} = M_{xz} = 2{,}0268 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{ry} = M_{yz} = 0{,}4586 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Para hallar los momentos resistentes debido a la sección del elemento son:

$$M_{cx} = 0{,}9 \cdot Fy \cdot Sx = 0{,}9 \cdot 25 \cdot 19{,}55 = 439{,}87\ kN \cdot cm = 4{,}3987\ kN \cdot m$$

$$M_{cy} = 0{,}9 \cdot Fy \cdot Sy = 0{,}9 \cdot 25 \cdot 6{,}11 = 137{,}47\ kN \cdot cm = 1{,}3747\ kN \cdot m$$

Comprobamos si cumple la condición:

$$\left(\frac{2{,}0268}{4{,}3987} + \frac{0{,}4586}{1{,}3747}\right) \leq 1$$

$$0{,}80 \leq 1 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Verificación de la deflexión

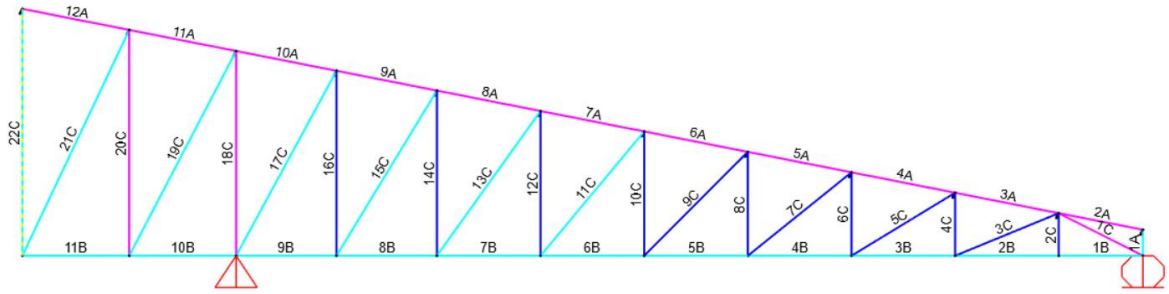
$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0{,}9753 \cdot (350)^4}{2.000.000 \cdot 97.79} = 0{,}97\ cm$$

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{350}{300} = 1{,}17\ cm$$

$$f < f_{max} \quad \rightarrow \quad 0{,}97 < 1{,}17 \quad \text{¡SI CUMPLE!}$$

3.4.1.2 Modelación de armadura y cálculo de fuerzas internas

Figura 3.13 Nomenclatura de la cercha tipo I



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

Con ayuda del programa SAP2000 se ingresaron las cargas puntuales a la cercha y se obtuvieron los esfuerzos máximos de la combinación de cargas mencionada anteriormente con el método LRFD.

Tabla 3.8 Esfuerzos de la cercha tipo I

Elemento	Compresión	Tensión
1A	-4,07	+1,29
2A	-2,79	+0,83
3A	-70,75	+14,87
4A	-69,79	+14,57
5A	-61,56	+12,69
6A	-49,68	+10,01
7A	-35,63	+6,86
8A	-20,29	+3,42
9A	-4,56	+0,00
10A	-3,72	+11,58
11A	-1,30	+3,46
12A	-0,04	+0,08
1B	-10,74	+52,25
2B	-10,88	+52,95
3B	-13,97	+69,72
4B	-13,24	+68,94
5B	-10,97	+61,08
6B	-7,93	+49,66
7B	-4,41	+36,09
8B	-0,62	+21,25
9B	-0,00	+6,06
10B	-11,79	+2,78

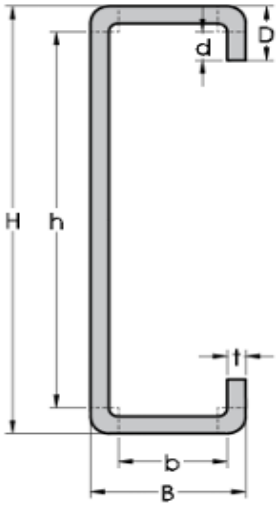
Elemento	Compresión	Tensión
11B	-3,59	+0,83
1C	-55,64	+11,45
2C	-0,59	+0,12
3C	-3,35	+18,13
4C	-6,87	+1,27
5C	-0,84	+0,83
6C	-0,43	+0,43
7C	-10,00	+2,89
8C	-1,81	+6,24
9C	-16,06	+4,28
10C	-3,03	+11,35
11C	-21,01	+5,45
12C	-4,15	+16,02
13C	-25,26	+6,46
14C	-5,24	+20,49
15C	-28,93	+7,36
16C	-6,21	+24,39
17C	-32,59	+8,32
18C	-24,70	+5,96
19C	-4,16	+17,50
20C	-15,69	+3,73
21C	-1,92	+8,31

Fuente: Elaboración propia

3.4.1.2.1 Diseño de perfiles conformados en frío sometidos a compresión (Cordón superior).

Elemento 3A Perfil Costanera 80x40x15x3

Tabla 3.9 Propiedades del perfil Costanera 80x40x15x3



DATOS DEL PERFIL		
H	80,00	mm
B	40,00	mm
D	15,00	mm
t	3,00	mm
PROPIEDADES DEL ACERO		
A	36	Ksi
F_y	25,00	kN/cm^2
F_u	40,00	kN/cm^2
E	20000,00	kN/cm^2

Fuente: Elaboración propia

Datos

A_g=5,11 cm^2

L=81,53 cm

k=1,00

Ø =0,85

P_u=-70,75 kN

I_x=49,05 cm^4

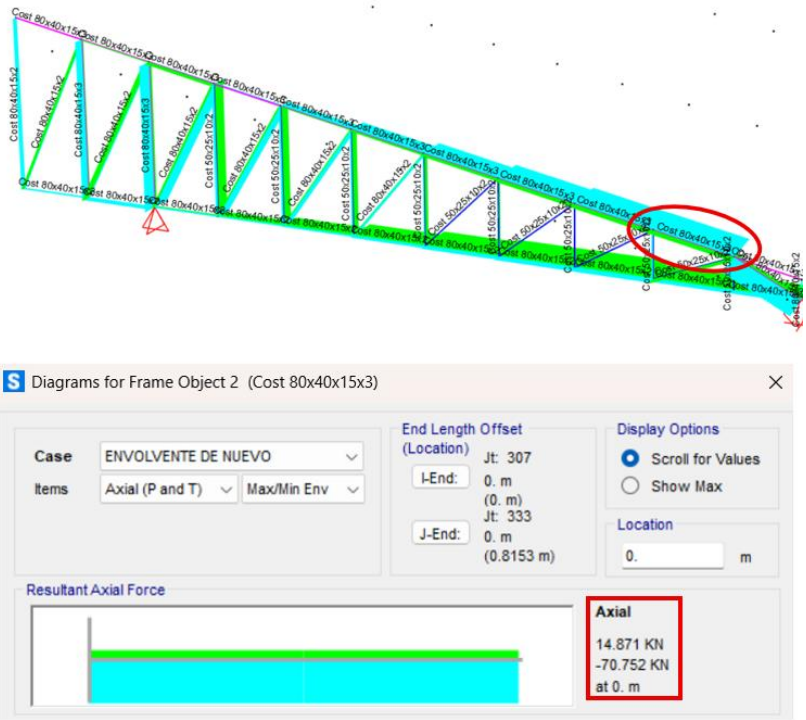
I_y=10,85 cm^4

b=28 mm

d=9 mm

h=68 mm

Figura 3.14 Esfuerzo máximo a compresión



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

t=3 mm

Verificación de relaciones de esbeltez

Relaciones máximas entre el ancho plano y el espesor de elementos comprimidos

Base	$b/t < 60$	$9{,}33 < 60$	CUMPLE!
Labio rigidizador	$d/t < 60$	$3{,}00 < 60$	CUMPLE!
Alma	$h/t < 200$	$22{,}67 < 200$	CUMPLE!

Determinación de la tensión de compresión

Se determina el menor valor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y flexo torsional.

Este valor F_e se determina:

1. Pandeo Flexional

$$Fe = \sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(k \cdot L/r)^2}$$

Cálculo de radio de giro de la sección transversal no reducida

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{49{,}05}{5{,}11}} = 3{,}10 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{10{,}85}{5{,}11}} = 1{,}46 \text{ cm}$$

$$Fe_1 = \sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot 20000}{(1 \cdot 81{,}53/1{,}46)^2} = 63{,}30 \text{ kN/cm}^2$$

2. Pandeo Torsional

$$Fe_2 = \sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2}\left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2}\right]$$

$$r_0 = \sqrt{{r_x}^2 + {r_y}^2 + {x_0}^2} = \sqrt{3{,}10^2 + 1{,}46^2 + 3{,}27^2} = 4{,}74$$

$$Fe_2 = \sigma_t = \frac{1}{5{,}11 \cdot 4{,}74^2}\left[7690{,}31 \cdot 0{,}153 + \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 175{,}36}{(1 \cdot 81{,}53)^2}\right] = 55{,}60 \text{ kN/cm}^2$$

3. Pandeo Flexo Torsional

$$Fe_3 = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{ex} \cdot \sigma_t} \right]$$

Donde σ_{ex} es el esfuerzo de flexión respecto de r_x

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(k \cdot L/r_x\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000}{\left(1 \cdot 81{,}53/3{,}10\right)^2} = 285{,}38 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta = 1 - \left(x_0/r_0\right)^2 = 1 - \left(3{,}27/4{,}74\right)^2 = 0{,}524$$

$$Fe_3 = \frac{1}{2 \cdot 0{,}524} \cdot \left[(285{,}38 + 55{,}60) - \sqrt{(285{,}38 + 55{,}60)^2 - 4 \cdot 0{,}524 \cdot 285{,}38 \cdot 55{,}60} \right]$$

$$Fe_3 = 50{,}44 \text{ kN/cm}^2$$

En resumen, se debe usar el menor valor obtenido:

1. Pandeo Flexional $Fe_1 = 63{,}30 \text{ kN/cm}^2$
2. Pandeo Torsional $Fe_2 = 55{,}60 \text{ kN/cm}^2$
3. Pandeo Flexo Torsional $Fe_3 = 50{,}44 \text{ kN/cm}^2$

Esfuerzo crítico de Pandeo Fn

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{25}{50{,}44}} = 0{,}704$$

Verificamos la formula del esfuerzo crítico de pandeo:

$$F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c{}^2}\right) \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c \leq 1{,}5$$

$$F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c{}^2}\right] \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c > 1{,}5$$

Como $\lambda_c = 0{,}704$ usamos la primera formula Inelástica

$$F_n = 20{,}32 \text{ kN/cm}^2$$

- **Determinación de anchos efectivos de elementos para:**

1. Para la Base (Elemento parcialmente rigidizado)

$$S = 1{,}28 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_n}} = 1{,}28 \cdot \sqrt{\frac{20000}{20{,}32}} = 40.16$$

$$I_s = \frac{t \cdot d^3}{12} = \frac{0{,}3 \cdot 0{,}9^3}{12} = 0{,}0182$$

$$I_a = 399 \cdot t^4 \left[\frac{b/t}{S} - 0{,}328\right]^3 \leq t^4 \left[115 \cdot \frac{b/t}{S} + 5\right]$$

$$I_a = 399 \cdot 0{,}3^4 \left[\frac{2{,}8/0{,}3}{40{,}16} - 0{,}328\right]^3 \leq 0{,}3^4 \left[115 \cdot \frac{2{,}8/0{,}3}{40{,}16} + 5\right]$$

$$I_a = 0{,}000001 \leq 0{,}2570$$

$$R_l = \frac{I_s}{I_a} = 257000 < 1$$

$$n = \left[0{,}582 - \frac{b/t}{4 \cdot S}\right] \geq \frac{1}{3} \qquad n = \left[0{,}582 - \frac{2{,}8/0{,}3}{4 \cdot 40{,}16}\right] \geq \frac{1}{3} \qquad n = 0{,}52 \geq 0{,}33$$

$$0{,}25 < \frac{D}{b} \leq 0{,}8 \quad \rightarrow \quad k = \left(4{,}82 - 5 \cdot \frac{D}{b}\right) \cdot {R_l}^n + 0{,}43 \leq 4$$

$$0{,}25 < 0{,}53 \leq 0{,}8 \quad k = \left(4{,}82 - 5 \cdot \frac{1{,}5}{2{,}8}\right) \cdot 1^{0{,}52} + 0{,}43 = 2{,}60 \leq 4$$

$$\lambda = \frac{1{,}052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1{,}052}{\sqrt{2{,}60}} \left(\frac{2{,}8}{0{,}3}\right) \sqrt{\frac{20{,}32}{20000}} = 0{,}1941$$

$$\lambda > 0{,}673 \quad \rightarrow \quad b_e = \rho \cdot b$$

$$\lambda < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad b_e = b$$

$$0{,}1941 < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad b_e = 2{,}8 \text{ cm}$$

2. Para el Alma

$$\lambda = \frac{1{,}052}{\sqrt{k}}\left(\frac{h}{t}\right)\sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1{,}052}{\sqrt{4}}\left(\frac{6{,}8}{0{,}3}\right)\sqrt{\frac{20{,}32}{20000}} = 0{,}38$$

$$\lambda < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad h_e = h$$

$$0{,}38 < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad h_e = 6{,}8 \text{ cm}$$

3. Para el Labio rigidizador

$$\lambda = \frac{1{,}052}{\sqrt{k}}\left(\frac{d}{t}\right)\sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1{,}052}{\sqrt{0{,}425}}\left(\frac{0{,}9}{0{,}3}\right)\sqrt{\frac{20{,}32}{20000}} = 0{,}154$$

$$\lambda < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad h_e = h$$

$$0{,}154 < 0{,}673 \quad \rightarrow \quad h_e = 0{,}9 \text{ cm}$$

Área efectiva (por abolladura)

$$Ae = 5{,}11 \text{ cm}^2$$

- **Calculamos el Pn con el área del perfil:**

$$Pn = \emptyset_c \cdot F_n \cdot A_e = 0{,}85 \cdot 20{,}32 \cdot 5{,}11$$

$$Pn = 88{,}26 \text{ kN}$$

Realizamos la comprobación con las solicitaciones del elemento

$$Pu < Pn$$

$$70{,}75 \text{ kN} < 88{,}26 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE!}$$

- **Comprobación de esbeltez:**

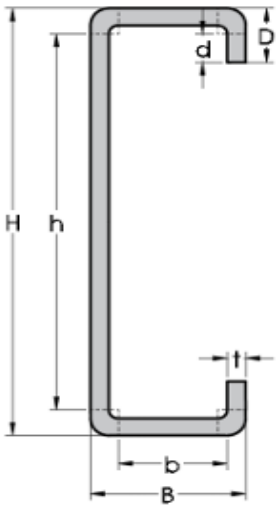
$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} < 200 \qquad \frac{1 \cdot 81{,}53}{1{,}46} < 200$$

$$53{,}99 < 200 \text{ ¡CUMPLE!}$$

3.4.1.2.2 Diseño de perfiles conformados en frío sometidos a tensión (Cordón inferior).

Elemento 3B Perfil Costanera 80x40x15x2

Tabla 3.10 Propiedades del perfil Costanera 80x40x15x2



DATOS DEL PERFIL		
H	80,00	mm
B	40,00	mm
D	15,00	mm
t	2,00	mm
PROPIEDADES DEL ACERO		
A	36	Ksi
F_y	25,00	kN/cm^2
F_u	40,00	kN/cm^2
E	20000,00	kN/cm^2

Fuente: Elaboración propia

Datos

A_g=3,54 cm^2

L=80 cm

k=1,00

$\emptyset_t$ =0,85

P_u=69,72 kN

P_u=-13,97 kN

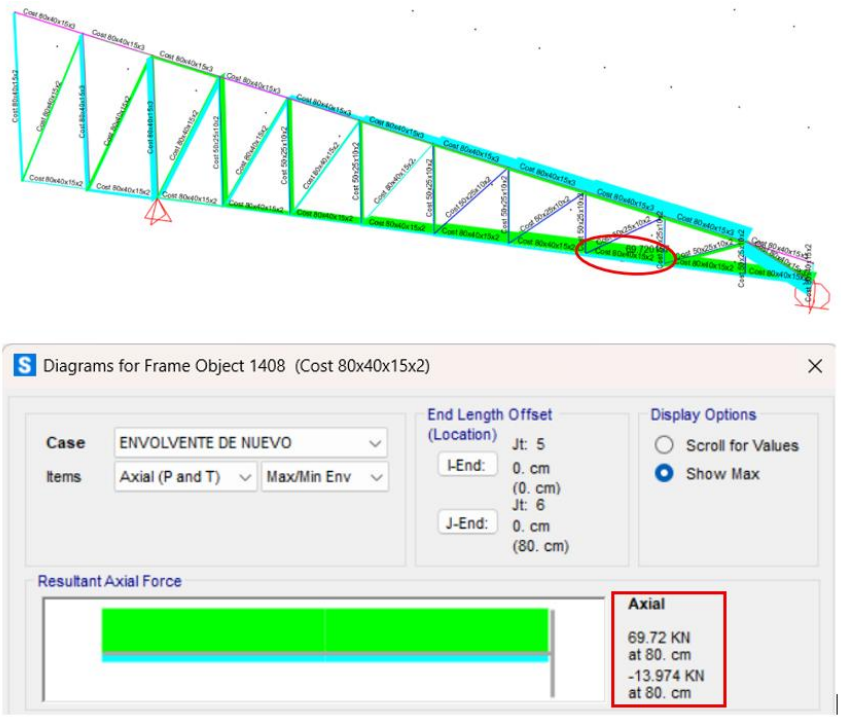
I_x=35,25 cm^4

I_y=8,07 cm^4

b=32 mm

d=11 mm

Figura 3.15 Esfuerzo máximo a tensión



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

h=72 mm

t=2 mm

- **Diseño por fluencia** $\emptyset_t = 0{,}90$

$$Tn = \emptyset_t \cdot F_y \cdot A_g = 0{,}90 \cdot 25 \cdot 3{,}54$$

$$Tn = 79{,}65\ kN$$

$$79{,}65 > 69{,}72 \quad \text{CUMPLE!}$$

- **Diseño por rotura** $\emptyset_t = 0{,}75$

$$Tn = \emptyset_t \cdot F_u \cdot A_g = 0{,}75 \cdot 40 \cdot 3{,}54$$

$$Tn = 106{,}20\ kN$$

$$106{,}20 > 69{,}72 \quad \text{CUMPLE!}$$

- Comprobación de esbeltez

Cálculo de radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{35{,}25}{3{,}54}} = 3{,}16\ cm \qquad r_y = \sqrt{\frac{8{,}07}{3{,}54}} = 1{,}51\ cm$$

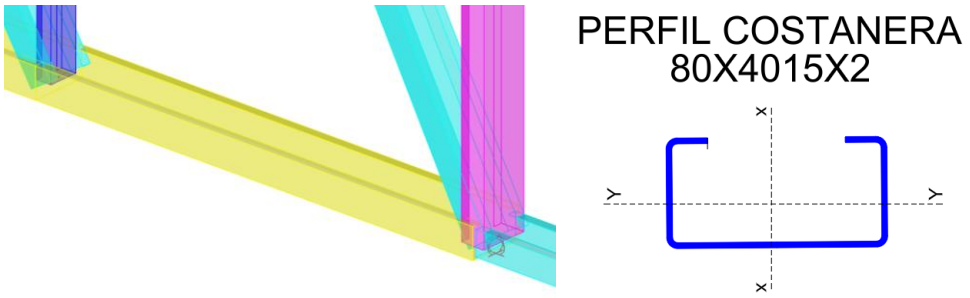
$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} < 200 \qquad \frac{1 \cdot 80}{1{,}51} < 200 \qquad 52{,}98 < 200 \qquad \text{¡CUMPLE!}$$

- **Verificación del cordón inferior al pandeo lateral en el eje x (verificar si requiere arriostramiento)**

El siguiente perfil de color amarillo se trata de una Costanera 80x40x15x2 que se encuentra colocada de apoyo a apoyo en una sola pieza, pudiendo producirse pandeo lateral debido a su gran longitud y a que no tiene ningún elemento que lo arriostre en toda su longitud en el sentido X

Se optó por colocar arriostres en el cordón inferior transversalmente cada 3 nudos

Figura 3.16 Configuración geométrica y ejes principales del perfil 80x40x15x2



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

Cálculo de radio de giro

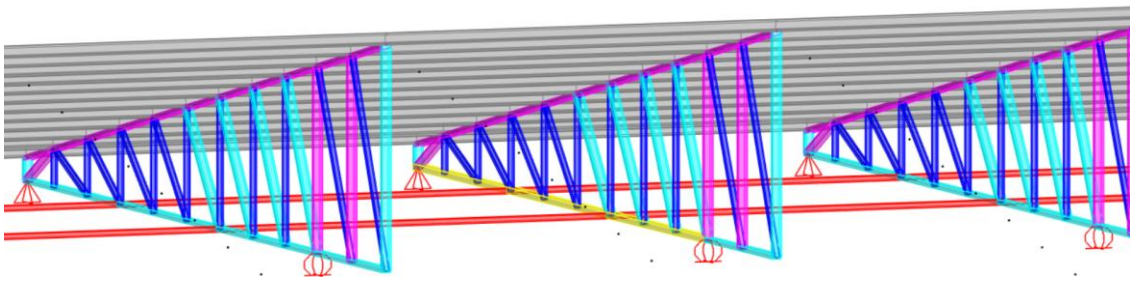
$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{35{,}25}{3{,}54}} = 3{,}16 \text{ cm}$$

Solicitación axil sobre cordón inferior

$$P_u = -13{,}97 \text{ kN}$$

Colocando dos puntales en los tercios, se tiene $L = 2{,}33$ m

Figura 3.17 Vista 3D del arriostre en la cercha



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

Pandeo normal al plano: $\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} = \frac{1 \cdot 233}{3{,}16} = 73{,}73 < 200$

CUMPLE

Comprobación de su resistencia a compresión

$$Fe_1 = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L/r_x)^2} = 36{,}31 \text{ kN/cm}^2$$

$$Fe_2 = \sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2}\left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2}\right] = 9{,}96\ \text{kN/cm}^2$$

$$Fe_3 = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{ex} \cdot \sigma_t}\right] = 8{,}64\ \text{kN/cm}^2$$

Esfuerzo crítico de Pandeo F_n

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{25}{8{,}64}} = 1{,}70$$

Verificamos la formula del esfuerzo crítico de pandeo:

$$F_n = \left(0{,}658^{\lambda_c{}^2}\right) \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c \leq 1{,}5$$

$$F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c{}^2}\right] \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c > 1{,}5$$

Como $\lambda_c = 1{,}70$ Usamos la segunda formula Inelástica

$$F_n = 7{,}59\ \text{kN/cm}^2$$

Área efectiva (por abolladura)

$$Ae = 3{,}54\ \text{cm}^2$$

- **Calculamos el Pn con el área del perfil:**

$$Pn = \emptyset_c \cdot F_n \cdot A_e = 0{,}85 \cdot 7{,}59 \cdot 3{,}54$$

$$Pn = 22{,}57\ \text{kN}$$

Realizamos la comprobación con las solicitaciones del elemento

$$Pu < Pn$$

$$18{,}06\ \text{kN} < 22{,}57\ \text{kN} \quad \text{CUMPLE!}$$

Si resiste el perfil costanero en el cordón inferior para L=233 cm

Verificación de esbeltez del perfil de arriostre:

Características del perfil 2C50x25x10x2

$$A_g = 4{,}27\ cm^2 \qquad L = 3{,}5\ m$$

Cálculo de radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{14{,}10}{2{,}137}} = 2{,}57\ cm \qquad r_y = \sqrt{\frac{14{,}10}{2{,}137}} = 2{,}57\ cm$$

Pandeo normal al plano: $\lambda_x = \frac{K \cdot L}{r_x} = \frac{1 \cdot 350}{2{,}57} = 136{,}19 < 200$

CUMPLE

Pandeo normal al plano $\lambda_y = \frac{K \cdot L}{r_y} = \frac{1 \cdot 350}{2{,}57} = 136{,}19 < 200$

CUMPLE

3.4.1.3 Diseño de uniones soldadas

Todos los elementos de la cercha metálica tendrán uniones soldadas; de esta manera se obtendrá una estructura más rígida. La verificación de estas uniones se presenta a continuación, considerando únicamente la revisión de una unión.

Las uniones soldadas deberán hacer coincidir los ejes centroidales de los perfiles que se están uniendo o concurrir en un mismo punto, esto hará que la unión transmita solo fuerza axial y así momentos.

$F_y = 25\ kN/cm^2$

$E = 20000\ kN/cm^2$

El diseño se realizará para el nudo más solicitado que presenta una carga de Pu=-43,38

$w = \text{tamaño de la garganta del cordón de soldadura} = 0{,}5$

$\emptyset = \text{factor de resistencia de la soldadura} = 0{,}75$

Resistencia del metal de soldadura para el electrodo E70

$$E70 = 48{,}20\ \text{kN/cm}^2$$

$$F_w = 0{,}6 \cdot E70 = 0{,}6 \cdot 48{,}20 = 28{,}92$$

$$F_{ws} = 0{,}707 \cdot w \cdot \emptyset \cdot F_w$$

$$F_{ws} = 0{,}707 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}75 \cdot 28{,}92 = 7{,}667\ \text{kN/cm}^2$$

Resistencia del metal base

$$F_{wb} = 0{,}9 \cdot F_y \cdot te = 0.9 \cdot 25 \cdot 0{,}2 = 4{,}5\ \text{kN/cm}^2$$

Longitud de soldadura requerida:

$$L = \frac{Pu}{F_{wb}} = \frac{43{,}38}{4{,}5} = 9{,}64\ \text{cm} \rightarrow 10\text{cm}$$

3.4.1.3.1 Verificación y diseño del anclaje en los apoyos

Diseño placa de apoyo

La carga puntual de las barras debe distribuirse mediante una placa base de acero anclada con pernos, para evitar el aplastamiento del hormigón.

El área de la placa debe garantizar que la resistencia por aplastamiento del concreto (0,65 fck si cubre casi toda la viga) sea mayor o igual a la carga aplicada

Para el diseño tenemos en cuenta el perfil Costanera 80x40x15x3 mm y una resistencia a compresión fck=250 kgf/cm2, el esfuerzo de la placa base fy=250 MPa la carga axial ultima Pu=5454,71 kgf

Área de la placa base:

$$A_{req} = \frac{P_u}{\emptyset_c \cdot 0{,}85 \cdot 25} = \frac{5454{,}71}{0{,}6 \cdot 0{,}85 \cdot 250} = 42{,}78\ \text{cm}^2$$

N=20 cm

B=20 cm

$$A_{col} = N \cdot B = 20 \cdot 20 = 400\ \text{cm}^2$$

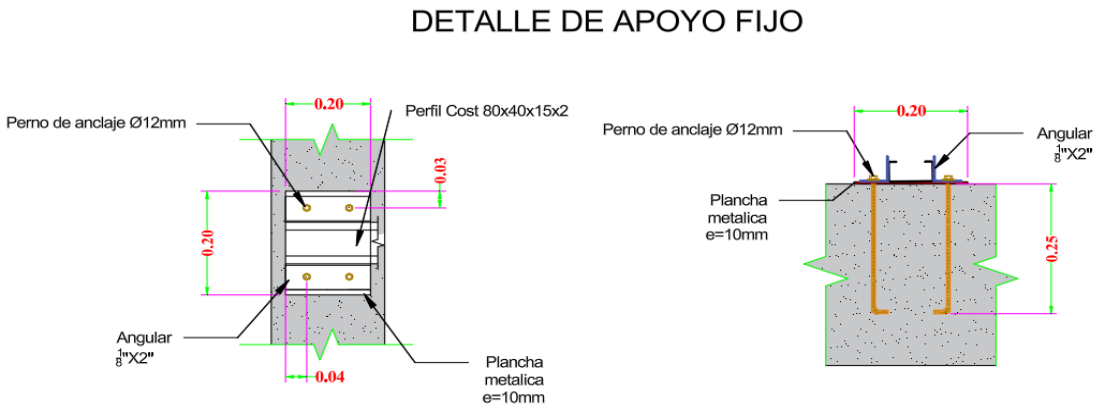
Espesor de la placa base:

$$n = \frac{B}{2} - 12{,}1 = \frac{200}{2} - 12{,}1 = 87{,}9\ \text{mm} = 8{,}79\ \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{2 \cdot 53{,}49 \cdot 1000 \cdot 87{,}9^2}{0{,}9 \cdot 40000 \cdot 250}} = 9{,}58\ \text{mm}$$

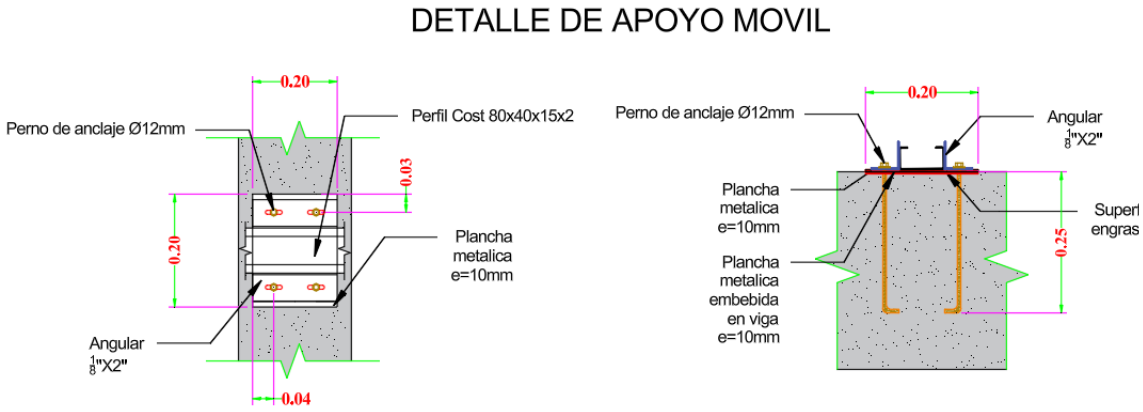
Se utilizará una placa de dimensiones 20cm x 20cm, con un espesor de placa de t=10 mm

Figura 3.18 Esquema de la placa de anclaje fijo



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Figura 3.19 Esquema de placa de anclaje móvil



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Resistencia al cortante de los pernos de anclaje

La resistencia ultima al corte está dada por:

$$V_R = \emptyset \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot 0{,}60 \cdot F_{uta} \cdot N$$

Se debe cumplir que:

$$V_R \geq V_u$$

Combinando las ecuaciones anteriores y despejando la variable d:

$$d \geq \sqrt{\frac{V_u}{\emptyset \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0{,}60 \cdot F_{uta} \cdot N}}$$

Donde:

$d =$ diámetro requerido de los pernos de anclaje.

$V_u =$ carga o demanda a la cortante $= 4{,}42$ kN

$\emptyset =$ coeficiente de minoracion de la resistencia $= 0{,}65$ (acero ductil)

$F_{uta} =$ resistencia mínima a la tracción de los pernos $= 65{,}70 \ \frac{kN}{cm^2}$ (SAE 1045)

$N =$ numero de pernos de anclaje $= 4$

$$d \geq \sqrt{\frac{4{,}42 \text{ kN}}{0{,}65 \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0{,}60 \cdot 65{,}70 \frac{kN}{cm^2} \cdot 4}} = 0{,}28cm$$

Se adopta un diámetro de ½ pulgada (1,2 cm) establecido el mínimo por la norma de 12 mm

$$\emptyset_{perno} = 12mm$$

Resistencia a la tracción de los pernos de anclaje

La resistencia ultima a la tracción está dada por:

$$N_R = \emptyset \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot F_{uta} \cdot N$$

Se debe cumplir que:

$$N_R \geq N_u$$

Combinando las ecuaciones anteriores, y despejando la variable d:

$$d \geq \sqrt{\frac{N_u}{\emptyset \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot F_{uta} \cdot N}}$$

Donde:

$d =$ diámetro requerido de los pernos de anclaje.

$N_u =$ carga o demanda a la tracción.

La carga axial a tracción =13,32 kN

$$d \geq \sqrt{\frac{13{,}17}{0{,}75 \cdot 0{,}70 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 65{,}70 \cdot 4}}$$

$$d \geq 0{,}35 \text{ cm}$$

Se mantiene el diámetro adoptado de ½ de pulgada (12 mm).

Longitud del perno de anclaje

Las recomendaciones planteadas por Res, Shipp y Haninger establecen, con base en la normativa correspondiente una serie de distancias mínimas de anclaje para los pernos de conexión:

Tabla 3.11 Longitud de anclaje

BOLT TYPE METERIAL	MINIMUN EMBEDDED LENGTH	MINIMUN EMBEDDED EDGE DISTANCE
A307. A36	12d	5d>4in
A325. A449	17d	7d>4in

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero LRFD Mc Cormac

Según el tipo de acero utilizado las distancias mínimas a las que deben anclarse son:

Largo libre del perno = L_{bf} $\quad L_{bf} = 8 \cdot d$

Largo embebido efectivo = L_{be} $\quad L_{be} = 12 \cdot d$

Largo efectivo $=L_b$ $$L_b = L_{bf} + L_{be}$$

Por lo tanto:

$$L_{bf} = 8 \cdot (12\text{mm}) = 96 \text{ mm}$$

$$L_{be} = 12 \cdot (12\text{mm}) = 144 \text{ mm}$$

$$L_b = 96 + 144 = 240\text{mm} = 24 \text{ cm}$$

Se adoptará una longitud para el perno de 25 cm.

Diseño por aplastamiento de la placa

$$P_A = 2{,}40 \cdot \varphi \cdot d \cdot t \cdot \sigma_u$$

Donde:

$P_A =$ fuerza máxima axial por aplastamiento.

$t =$ espesor de la placa.

$d =$ diámetro del perno.

$\sigma_u =$ esfuerzo a la tension del acero o material de la plancha (A36).

$\varphi =$ factor de reducción al aplastamiento para agujeros estándar $(0{,}75)$.

$$P_A = 2{,}40 \cdot 0{,}75 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 400 = 86{,}40 \text{ kN}$$

$$86{,}40 > \frac{54{,}89}{2}$$

$$86{,}40 > 27{,}44 \qquad \text{¡Cumple!}$$

3.4.1.3.2 Proyecto de montaje para la estructura metálica

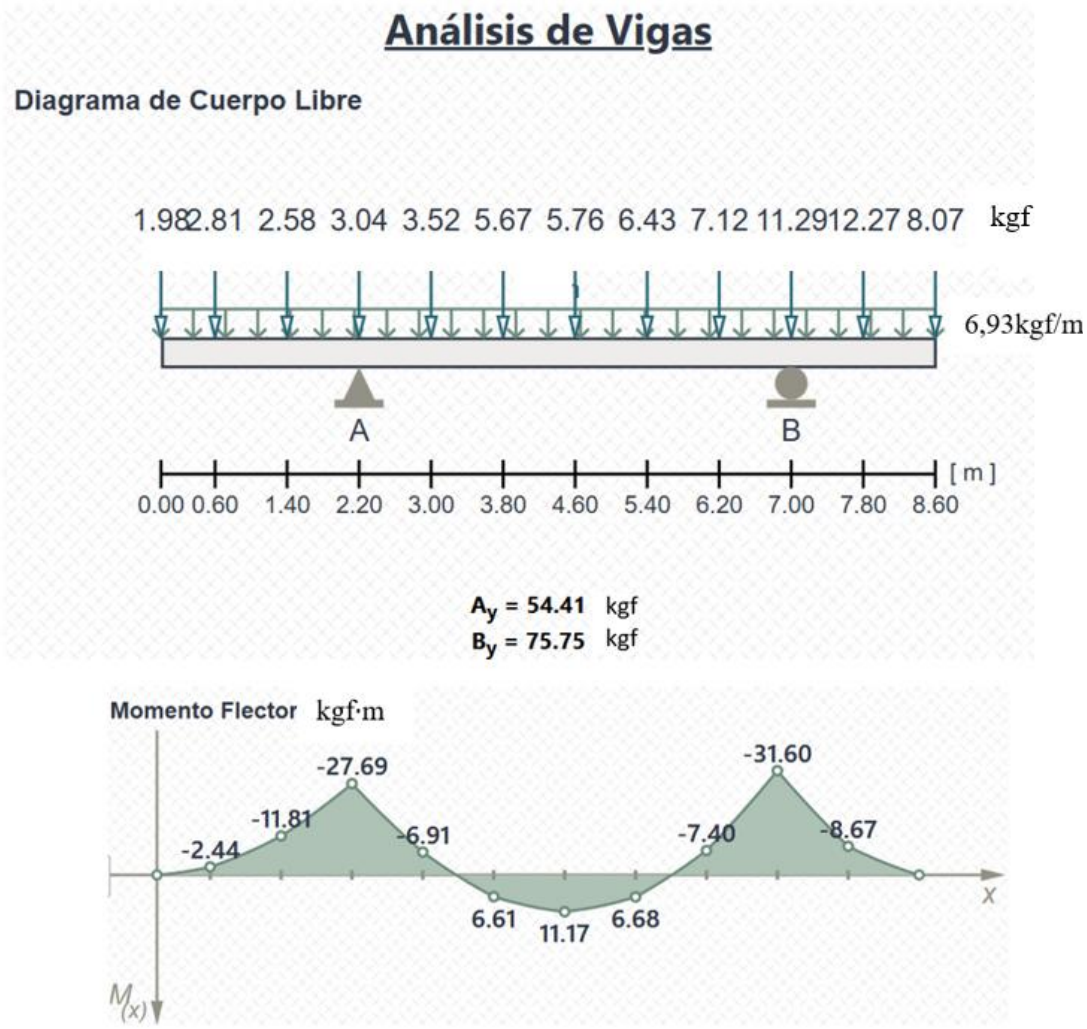
Determinamos las cargas que actúan en la cercha a ser izada, que corresponden al peso propio:

Estas cargas fueron determinadas de acuerdo a su longitud y área del tipo de perfil, las cuerdas inferior y superior fueron cargadas de manera uniformemente distribuida debido a que su sección es la misma en todo el tramo de la cercha, las cargas de las diagonales y

montantes se cargaron en el punto donde se apoyan tomando en cuenta igual su peso propio de cada sección quedando de tal manera las cargas:

Para determinar la distancia de los apoyos en la cercha se realizó una iteración tomando en cuenta la distancia de los nudos a los que se encuentran y los puntos donde los momentos se igualan más cercanos son:

Figura 3.20 Diagrama de momentos de la cercha tipo

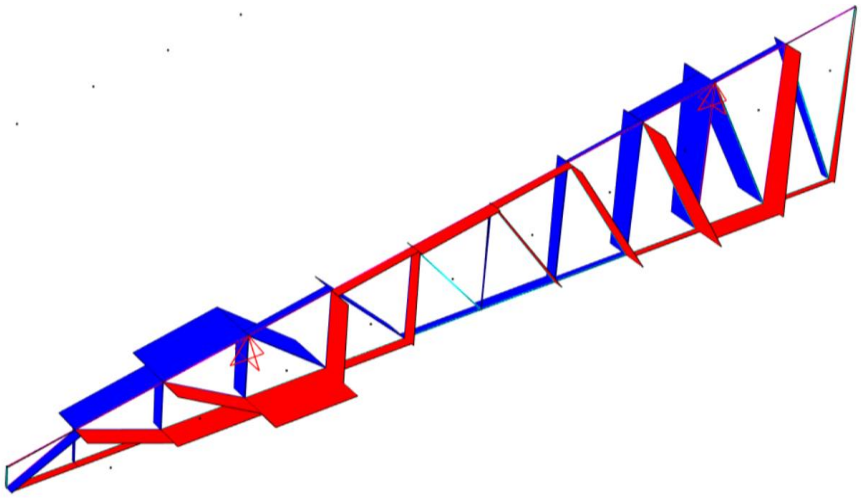


Fuente: https://app.civilcalc.com/structuralAnalysis/beamSolver

$\mathrm{M}_{\mathrm{max,punto1}} = -27{,}69\ \mathrm{kgf} \cdot \mathrm{m}$ $\mathrm{M}_{\mathrm{max,punto2}} = -31{,}60\ \mathrm{kgf} \cdot \mathrm{m}$

Los puntos por donde se realizará el izaje corresponden a 2,20 m y 7 m de la cuerda superior, que serán amarradas en el punto de intersección de los perfiles, es decir en los nudos, quedando de la siguiente forma los esfuerzos generados:

Figura 3.21 Esfuerzos generados durante el izaje



Fuente: Elaboración propia (Sap2000)

Donde la fuerza axial máxima a compresión es:

$$\mathrm{Pu} = 0{,}41\ \mathrm{kN}$$

Comprobación de esfuerzos generados por el izaje en el montaje con grúa:

La carga de la cercha será el peso propio de la misma y los apoyos que se tendrán serán en la cuerda superior de la cercha obteniendo así los esfuerzos máximos:

- Verificación a compresión

Elemento 4B Perfil Costanera 80x40x15x2

Datos

Fy=25 $\mathrm{kN/cm^2}$

Ag=3,54 cm2

L=80,00 cm

K=1

$\emptyset$ =0,85

E=20000 kN/cm^2

P_u=0,41 kN

I_{xx}=35,25 cm^4

I_{yy}=8,07 cm^4

Determinación de la tensión de compresión

Se determina el menor valor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional

Cálculo de radio de giro de la sección transversal no reducida

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \qquad r_x = \sqrt{\frac{35,25}{3,54}} = 3,15 \text{ cm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{8,07}{3,54}} = 1,51 \text{ cm}$$

Este valor (Fe) se determina:

$$Fe_1 = \frac{\pi^2 \cdot E}{(K \cdot L/r_y)^2} = 70,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$Fe_2 = \sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_0^2}\left[G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2}\right] = 52,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$Fe_3 = \frac{1}{2 \cdot \beta} \cdot \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4 \cdot \beta \cdot \sigma_{ex} \cdot \sigma_t}\right] = 48,20 \text{ kN/cm}^2$$

Esfuerzo crítico de Pandeo F_n

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{25}{48,20}} = 0,720$$

Verificamos la formula del esfuerzo crítico de pandeo:

$$F_n = \left(0,658^{\lambda_c{}^2}\right) \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c \leq 1,5$$

$$F_n = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c{}^2}\right] \cdot F_y \qquad \rightarrow \qquad \lambda_c > 1{,}5$$

Como $\lambda_c = 0{,}720$ Usamos la segunda formula Inelástica

$$F_n = 20{,}12 \text{ kN/cm}^2$$

Área efectiva (por abolladura)

$$Ae = 3{,}54 \text{ cm}^2$$

- **Calculamos el Pn con el área del perfil:**

$$Pn = \emptyset_c \cdot F_n \cdot A_e = 0{,}85 \cdot 20{,}12 \cdot 3{,}54$$

$$Pn = 60{,}54 \text{ kN}$$

Realizamos la comprobación con las solicitaciones del elemento

$$Pu < Pn$$

$$0{,}41 \text{ kN} < 60{,}54 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE!}$$

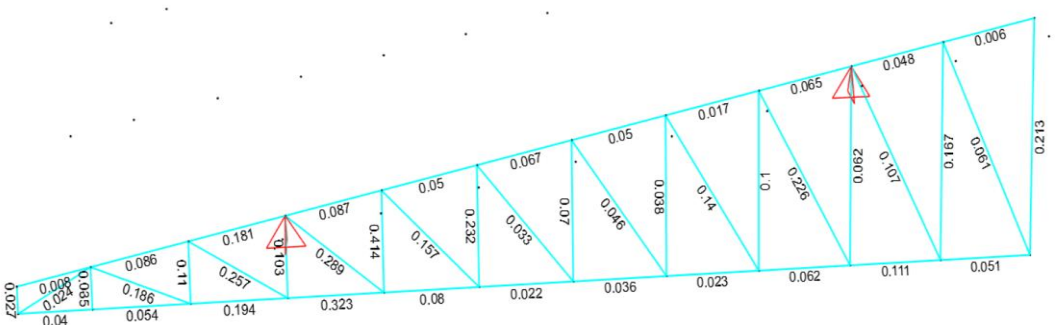
- **Comprobación de esbeltez:**

$$\frac{K \cdot L}{r_{min}} < 200 \qquad \frac{1 \cdot 80}{1{,}51} < 200$$

$$52{,}98 < 200 \text{ ¡CUMPLE!}$$

Verificación de secciones durante el montaje:

Figura 3.22 Verificación de secciones en cercha tipo I



Fuente: Elaboración propia. (Sap 2000)

Podemos observar que la demanda/capacidad es menor a 1 por lo tanto, cumplen todas las secciones.

PROCEDIMIENTO DE PROYECTO DE MONTAJE

El montaje de estructuras metálicas constituye una de las etapas más críticas y de mayor riesgo dentro de la construcción con acero, debido al trabajo en altura, al manejo de elementos de gran peso y a la necesidad de garantizar la estabilidad temporal de la estructura durante su ensamblaje. Por ello, el procedimiento de montaje debe planificarse y ejecutarse de manera ordenada, segura y conforme a los planos de diseño y montaje.

1. Preparación y seguridad

Previo al inicio de los trabajos de montaje, se debe verificar que el área de trabajo se encuentre debidamente señalizada y libre de obstáculos. Todo el personal involucrado deberá contar con el equipo de protección personal correspondiente, especialmente arnés de seguridad para trabajos en altura, líneas de vida, casco, guantes y calzado de seguridad.

Asimismo, se deberá realizar una inspección previa de los equipos de izaje, herramientas y elementos estructurales, asegurando que se encuentren en condiciones adecuadas para su uso.

2. Colocación de pernos de anclaje

La primera etapa para el montaje de la estructura metálica corresponde a la correcta colocación de los pernos de anclaje, los cuales deberán quedar embebidos en los elementos de hormigón armado, ya sea columnas o vigas de apoyo de la cubierta.

Previamente, se realizará el replanteo en obra de los ejes longitudinales y transversales donde se ubicarán las cerchas de la cubierta, conforme a lo indicado en los planos estructurales y de montaje. La ubicación de los pernos de anclaje deberá corresponder exactamente a la posición de las placas de apoyo.

La instalación de los pernos se efectuará mediante una plantilla metálica, la cual reproduce la geometría y distribución de los pernos en la placa base, garantizando que estos permanezcan fijos y correctamente posicionados durante el vaciado del hormigón.

Los pernos de anclaje deberán quedar perfectamente aplomados, alineados y con la longitud de rosca libre necesaria para el posterior ajuste de tuercas y arandelas. Una vez concluido el vaciado del hormigón, se verificará la posición final de los pernos mediante un plano de instalación de pernos de anclaje.

3. **Izaje y colocación de cerchas metálicas**

Una vez alcanzada la resistencia necesaria del hormigón en los apoyos y finalizada la instalación de los pernos de anclaje, se procederá al izaje y colocación de las cerchas metálicas que conforman los pórticos de la cubierta a dos aguas.

Las cerchas serán izadas mediante grúa, utilizando eslingas adecuadamente posicionadas para evitar deformaciones durante el levantamiento. Durante esta operación, se contará con personal capacitado en los puntos de apoyo, quienes guiarán la colocación de las cerchas sobre las placas de apoyo.

El ensamblaje de cada cercha se realizará mediante el acoplamiento de las placas base con los pernos de anclaje, colocando inicialmente las tuercas de manera provisional, sin realizar el apriete definitivo. Posteriormente, se verificará la alineación, nivelación y plomeo de cada cercha antes de continuar con el montaje de las siguientes.

4. **Izaje y montaje de correas**

Las correas cumplen la función de transmitir las cargas propias de la cubierta y las acciones externas hacia las cerchas, además de proporcionar estabilidad lateral al sistema estructural durante el proceso de montaje.

El izaje de las correas se realizará de manera progresiva, iniciando desde un extremo de la estructura hacia el otro, conforme al orden establecido en el plan de montaje. Las correas se fijarán a las cerchas mediante uniones soldadas, garantizando una correcta conexión entre ambos elementos estructurales.

Durante esta etapa, las correas actuarán como elementos de amarre entre los pórticos, contribuyendo a la rigidez global de la estructura y evitando desplazamientos o inestabilidades temporales. La separación entre correas estará definida por el proyectista, en función de la capacidad resistente de la cubierta y las cargas de diseño.

5. **Montaje final de la estructura y de la cubierta**

Una vez asegurada la estabilidad inicial de la estructura principal mediante el montaje y fijación de las cerchas, se procederá con la instalación de la estructura secundaria, que consiste en el montaje de los soportes de canaletas, los cuales deberán colocarse de forma alineada y con la pendiente requerida para asegurar el correcto escurrimiento de las aguas pluviales

Finalmente se ejecutará el montaje del sistema de techado, el cual comprende la colocación de las láminas de cubierta metálica sobre las correas. La instalación se realizará respetando los solapes longitudinales y transversales establecidos por el fabricante, las láminas serán fijadas a las correas mediante tornillos autoperforantes provistos de empaques impermeables.

6. **Herramientas y equipos utilizados**

Para el montaje de la estructura metálica se emplearán los siguientes equipos y herramientas:

- Grúa telescópica: utilizada para el izaje de cerchas y elementos de gran peso a alturas considerables.
- Grúa articulada: alternativa para el izaje de elementos de menor peso cuando no se dispone de grúa telescópica.
- Manlift: permite elevar a los operarios para la correcta ejecución de uniones en altura.
- Eslingas certificadas: empleadas para el amarre y levantamiento seguro de los elementos estructurales.
- Andamios: utilizados para facilitar el ensamblaje y fijación de elementos en zonas de difícil acceso.
- Cuerdas de guía: permiten orientar y controlar los elementos estructurales durante el izaje.

7. **Consideraciones generales**

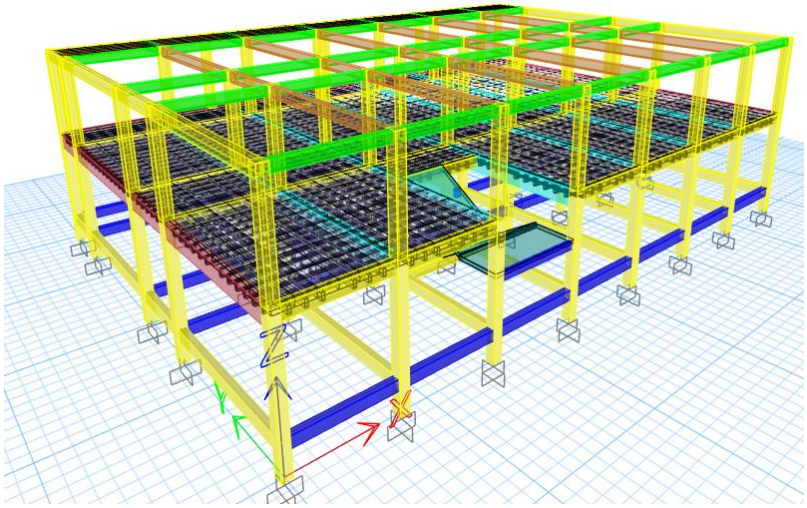
Todo el personal que participe en el montaje de la estructura metálica deberá contar con experiencia comprobada o certificación para trabajos en altura. Asimismo, se deberá disponer de todos los implementos de seguridad necesarios para prevenir accidentes.

Se recomienda identificar y enumerar cada elemento estructural antes del montaje, de manera que se mantenga un orden y una adecuada sincronización en obra. El proceso de montaje debe planificarse cuidadosamente, ya que una secuencia inadecuada puede generar inestabilidad o incluso el colapso parcial de la estructura.

El montaje deberá realizarse de forma progresiva, conformando gradualmente un sistema estructural rígido, lo cual se logra mediante la correcta instalación de las correas que vinculan los pórticos y restringen los movimientos durante la ejecución de la obra.

3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación

Figura 3.23 Estructuración de la edificación



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

3.4.2.1 Análisis de cargas de la edificación

Tabla 3.12 Cargas actuantes en la estructura

Cargas actuantes en la estructura	
Carga muerta no estructural (DNE)	1,85 kN/m^2
Carga muerta del muro en vigas	5,20 kN/m
Carga viva aula (L)	3,00 kN/m^2
Carga viva corredores (L)	4,00 kN/m^2
Carga viva biblioteca (L)	5,00 kN/m^2
Carga de granizo (S)	1,15 kN/m^2

Fuente: Elaboración propia

(Consultar el análisis de cargas en el anexo II).

3.4.3 Diseño de losa reticular

3.4.3.1 Dimensiones de la losa

- Espesor mínimo de la losa reticular.

Según la ecuación de Florentino Regalado:

$$\frac{L}{20} \geq H \geq \frac{L}{24} \qquad 0{,}28\ m \geq H \geq 0{,}23\ m$$

$$H_{min} = 25\ cm$$

- **Ancho del nervio**

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en cualquier ubicación en su altura y la altura no debe ser mayor de 3,5 veces su ancho mínimo.

$$b \geq \frac{H}{3{,}5} \geq 10\ cm = 7{,}14\ cm$$

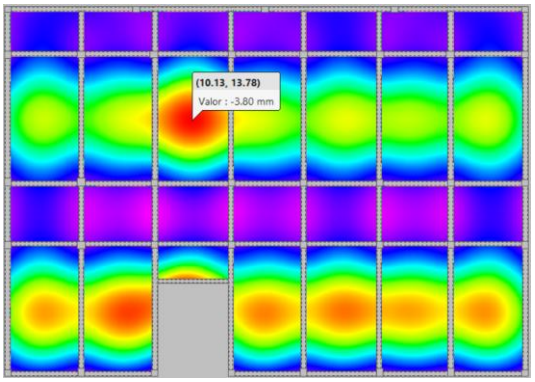
$$b = 10\ cm$$

- **Espesor de la losa sobre los aligeramientos**

$$h_f = 5\ cm$$

3.4.3.2 Verificación del espesor de la losa en servicio

Figura 3.24 Flecha máxima instantánea



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

La verificación de las deformaciones en el elemento nos da una deflexión:

$$F_i = 3{,}80 \text{ mm}$$

$$F_{total} = 3 \cdot \left(F_i - \frac{\Delta_{cz1} + \Delta_{cz2} + \Delta_{cz3} + \Delta_{cz4}}{4}\right) = 11{,}40 \text{ mm}$$

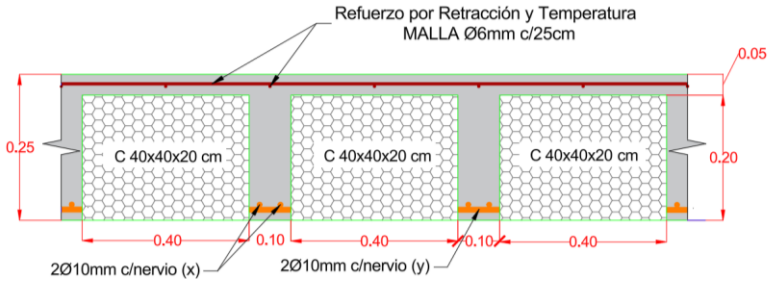
La limitación de la deflexión según la normativa se calcula de la siguiente manera:

$$F_{max} = \frac{l}{240} = \frac{5520}{240} = 23{,}00 \text{ mm}$$

$$F_{total} < F_{max} \qquad 11{,}40 \text{ mm} < 23{,}00 \text{ mm} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

3.4.3.3 Cálculo de armadura de la losa

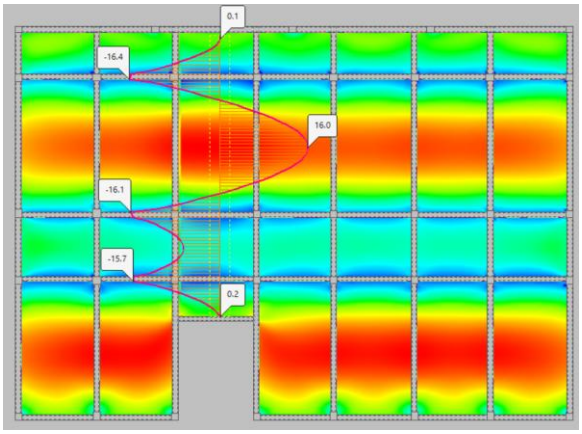
Figura 3.25 Sección de análisis de losa reticular



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

DISEÑO A FLEXIÓN PARA EL MOMENTO POSITIVO

Figura 3.26 Momento máximo a flexión positivo M_{u+}=16,00 kN · m/m



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

Datos:

$f'c = 25\ \text{MPa}$

$f_y = 500\ \text{MPa}$

$H = 25\ \text{cm}$

$\emptyset_{\text{longitudinal}} = 1{,}0\ \text{cm}$

$r = 2\text{cm}$

$M_u = 16{,}00\ \text{kN} \cdot \text{m}$

Determinación de la altura útil de la losa:

$$d = h - r - \emptyset_{\text{longitudinal}} - \frac{\emptyset_{\text{transversal}}}{2}$$

$$d = 25 - 2 - 1 - \frac{1}{2} = 21{,}50\ \text{cm}$$

La armadura del nervio analizado será:

Donde la altura del bloque de compresiones es:

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{M_u \cdot 1000}{f'c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$a = 21{,}50 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{16{,}00 \cdot 1000}{25 \cdot 100 \cdot 21{,}50^2}}\right] = 0{,}39\ \text{cm}$$

Cálculo del área necesaria:

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 0{,}39}{500} = 1{,}66\ \text{cm}^2/\text{m}$$

Esta armadura deberá ser mayor a la armadura mínima

$$As_{min1} \geq 1{,}4 \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y} \geq 1{,}4 \cdot 20 \cdot \frac{21{,}50}{500} \geq 1{,}20\ cm^2/m$$

$$As_{min2} \geq \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 20 \cdot 21{,}50 \geq 1{,}08\ cm^2/m$$

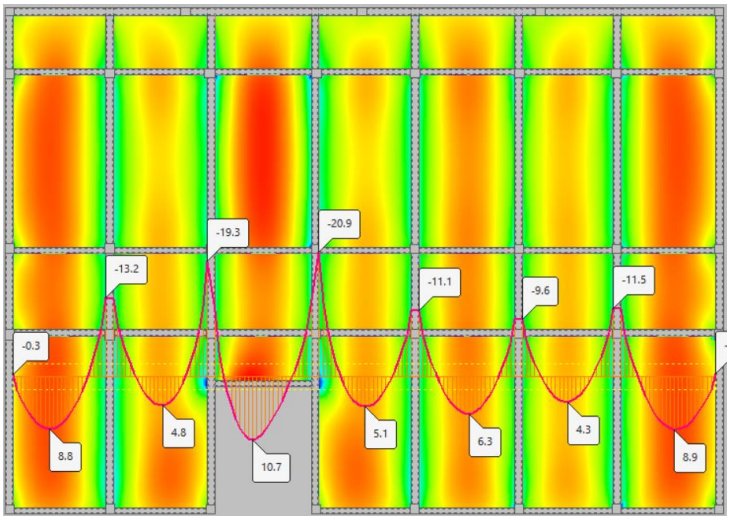
La armadura colocada ser de:

$$As_{colocado} = 4\emptyset 10mm = 3{,}14\ cm^2/m$$

Por lo tanto, el nervio estará armado con $2\emptyset 10$ mm

DISEÑO A FLEXIÓN PARA MOMENTO NEGATIVO

Figura 3.27 Momento máximo a flexión negativo M_{u-}=20,90 kN · m/m



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

La armadura del nervio analizado será:

Donde la altura del bloque de compresiones es:

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{M_u \cdot 1000}{f'c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$$a = 21{,}50 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{20{,}90 \cdot 1000}{25 \cdot 100 \cdot 21{,}50^2}}\right] = 0{,}51\ cm$$

Cálculo del área necesaria:

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 0{,}51}{500} = 2{,}18\ cm^2/m$$

Esta armadura deberá ser mayor a la armadura mínima

$$As_{min1} \geq 1{,}4 \cdot b_w \cdot \frac{d}{f_y} \geq 1{,}4 \cdot 20 \cdot \frac{21{,}50}{500} \geq 1{,}20\ cm^2/m$$

$$As_{min2} \geq \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 20 \cdot 21{,}50 \geq 1{,}08 cm^2/m$$

La armadura colocada ser de:

$$As_{colocado} = 4\emptyset 10mm = 3{,}14\ cm^2/m$$

Por lo tanto, el nervio estará armado con $2\emptyset 10$ mm en la parte superior del mismo, en las zonas donde se requiera ese refuerzo.

ARMADURA PARA LA CAPA DE COMPRESIÓN

Datos:

$b = 100$ cm

$h_f = 5{,}00$ cm

$$A_g = b \cdot hf = 500\ cm^2$$

El acero mínimo será:

$$As_{min} = 0{,}0018 \cdot A_g$$

$$As_{min} = 0{,}0018 \cdot (500) = 0{,}90\ cm^2/m$$

Con $4\emptyset 6\ mm$ se cumple.

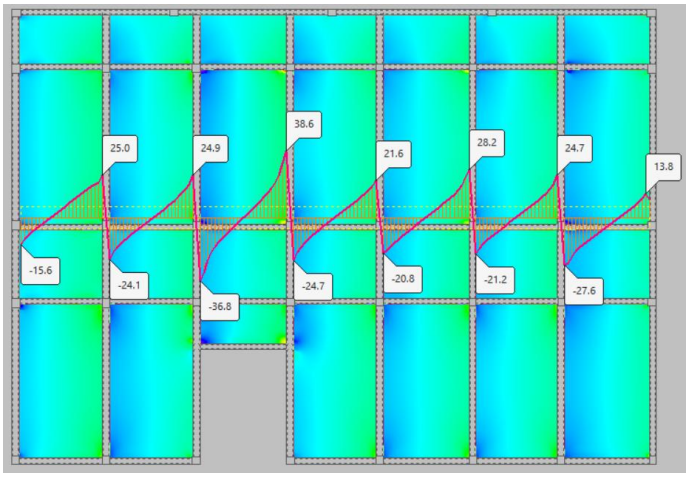
La disposición de la armadura deberá cumplir con la separación máxima permitida:

$$S_1 = 5 \cdot h_f \qquad o \qquad S_2 = 45\ cm$$

Por lo tanto, se dispondrá de una Malla Ø6 mm c/25cm

ARMADURA POR CORTANTE

Figura 3.28 Cortante máxima de la estructura



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

La cortante máxima que puede resistir el hormigón sin disponer de armadura transversal es:

$$V_{c0} = \frac{0{,}53 \cdot \sqrt{f'c \cdot 10} \cdot b_w \cdot d}{1000}$$

$$V_{c0} = \frac{0{,}53 \cdot \sqrt{25 \cdot 10} \cdot (20) \cdot 21{,}50}{100} = 36{,}03\ kN$$

Según la NB 1225001 se puede aumentar el cortante un 10%:

$$V_c = 1{,}1 \cdot V_{c0}$$

$$V_c = 1{,}1 \cdot 36{,}03\ kN = 39{,}63\ kN$$

En zonas donde la cortante sobrepase a la cortante máxima calculada se deberá disponer de armadura transversal utilizando la siguiente formula:

$$As_{nec} = \frac{(V_u - \emptyset V_c) \cdot s}{\emptyset \cdot f_y \cdot d}$$

$$\frac{\mathrm{As_{nec}}}{s} = \frac{(38{,}6 - 0{,}75 \cdot 39{,}63)}{0{,}75 \cdot 420 \cdot 0{,}215 \cdot 10} = 0{,}01311$$

Si usamos 1 ramales de $\emptyset 8\mathrm{mm} = 0{,}5026\ \mathrm{cm^2}$

$$\mathrm{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{\mathrm{V_s}}{\mathrm{fy} \cdot \mathrm{d}}} = \frac{0{,}5026}{0{,}01311} = 38{,}34\ cm$$

Usaremos $1\emptyset 8mm\ C/25cm$

3.4.3.4 Diseño de ábacos

Se requiere poner ábacos en columnas donde el momento negativo sobrepase al calculado y este momento es calculado de la siguiente manera:

$$\mathrm{c} = \frac{0{,}003 \cdot (\mathrm{d} - \mathrm{c})}{0{,}005}$$

$$\mathrm{c} = 8{,}06\ \mathrm{cm}$$

$$\mathrm{a} = 0{,}85 \cdot \mathrm{c} = 0{,}85 \cdot 8{,}06 = 6{,}85\ \mathrm{cm}$$

El momento último será:

$$\mathrm{M_u} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot \mathrm{f'c} \cdot \mathrm{a} \cdot \mathrm{b} \cdot (\mathrm{d} - \frac{\mathrm{a}}{2})}{1000}$$

$$\mathrm{M_u} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 25 \cdot 6{,}85 \cdot 20 \cdot (21{,}50 - \frac{6{,}85}{2})}{1000} = 47{,}36\ \mathrm{kN \cdot m}$$

El momento máximo negativo mostrado anteriormente es de $20{,}90\ \mathrm{kN \cdot m}$, por lo tanto, no requiere colocar ábacos sobre las columnas.

3.4.4 Vigas de hormigón armado

3.4.4.1 Predimensionamiento de vigas

- Peralte de la viga.

$$\frac{\mathrm{L}}{10} \geq \mathrm{h_{viga}} \geq \frac{\mathrm{L}}{12}$$

$$0{,}80 \geq h_{viga} \geq 0{,}67(\text{Recomendable})$$

Se verificó que, al reducir el peralte, se puede optimizar el diseño cumpliendo todos los requisitos.

$$h_{viga} = 60 \text{ cm}$$

- Ancho de la viga

$$b \geq 0{,}3 \cdot h \quad 0 \quad b \geq 25 \text{ cm}$$

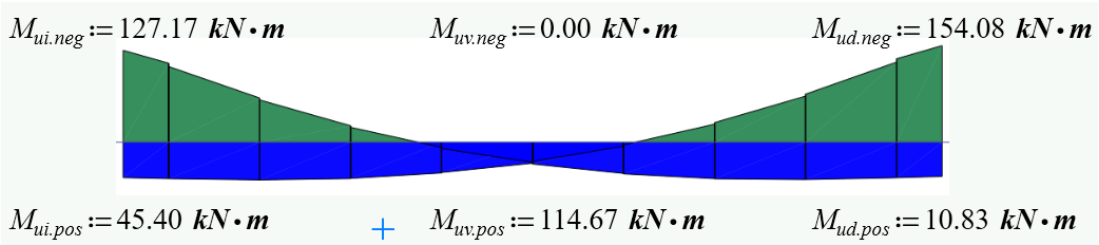
$$b = 30 \text{ cm}$$

3.4.4.2 Diseño a flexión de la viga eje B (1-2)

El diseño se realiza en función del sistema estructural seleccionado para el análisis espectral, correspondiente a un Sistema de Pórticos Intermedio Resistente a Momentos

Los momentos corresponden a la combinación sísmica más desfavorable junto con las acciones permanentes y sobrecargas:

Figura 3.29 Diagrama de momentos en viga



Fuente: Elaboración propia. (Mathcad)

Datos de resistencia:

$f'c = 25\ \text{MPa}$

$f_y = 500\ \text{MPa}$

$\emptyset_b = 0{,}90$

$\emptyset_s = 0{,}85$

Datos geométricos:

$L_n = 7{,}05\ \text{m}$

$b = 30\ \text{cm}$

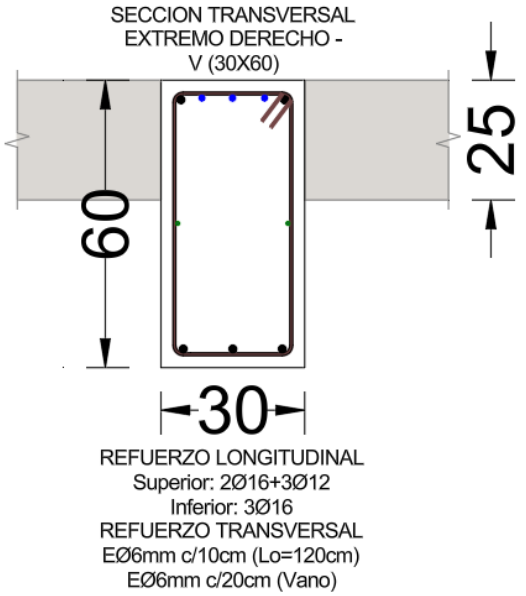
$h = 60\ \text{cm}$

$r_g = 2{,}5\ \text{cm}$

$\emptyset_{long} = 1{,}6\ \text{cm}$

$\emptyset_{est} = 0{,}6\ \text{cm}$

Figura 3.30 Sección transversal de la viga



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

Determinación del peralte efectivo

$$d = h - r_g - \emptyset_{est} - \frac{\emptyset_b}{2}$$

$$d = 60 - 2{,}5 - 0{,}6 - \frac{1{,}6}{2} = 56{,}1\ \text{cm}$$

Momentos últimos de la envolvente:

Apoyo izquierdo	Tramo central	Apoyo derecho
$M_{ui}(-) = -127{,}17\ \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{uv}(-) = 0{,}00\ \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{ud}(-) = -154{,}08\ \text{kN} \cdot \text{m}$
$M_{ui}(+) = +45{,}40\ \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{uv}(+) = +114{,}67\ \text{kN} \cdot \text{m}$	$M_{ud}(+) = +10{,}83\ \text{kN} \cdot \text{m}$

Cálculo de momentos de diseño para pórticos intermedios

Según el apartado 18.4.4.2 de la norma NB1225001 La resistencia a momentos positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo

provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento debe ser mayor de un quinto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos

Condición:

Para la parte de los apoyos $M_{ui}(+) \geq \frac{\max(M_{ui.neg} \text{ o } M_{ud.neg})}{3}$

Para el tramo central $\frac{\max(M_{ui.neg} \text{ o } M_{ui.der})}{5} \leq \begin{cases} M_{uv.neg} \\ M_{uv.pos} \end{cases}$

Tramo izquierdo

$M_{ui.neg}(-) = 127{,}17 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se mantiene)

$M_{ui.pos}(+) = 154{,}08 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{1}{3} = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{ui.pos}(+) = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m} > 45{,}40 \text{ kN} \cdot \text{m} = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se corrigue)

Tramo central

$M_{uv.neg}(-) = \frac{154{,}08 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5} = 30{,}82 \text{ kN} \cdot \text{m} > 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se corrigue)

$M_{uv.pos}(+) = \frac{154{,}08 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5} = 30{,}82 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{uv.pos}(+) = 30{,}82 \text{ kN} \cdot \text{m} > 114{,}67 \text{ kN} \cdot \text{m} = 114{,}67 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se mantiene)

Tramo derecho

$M_{ud.neg}(-) = 154{,}08 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se mantiene)

$M_{ud.pos}(+) = 154{,}08 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{1}{3} = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$M_{ud.pos}(+) = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m} > 10{,}83 \text{ kN} \cdot \text{m} = 51{,}36 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (Se corrigue)

CÁLCULO A FLEXIÓN PARA LA VIGA

Momentos de diseño:

$M_{ui.neg}(-) = 127{,}17\ kN \cdot m \quad M_{uv.neg}(-) = 30{,}82\ kN \cdot m \quad M_{ud.neg}(-) = 154{,}08\ kN \cdot m$

$M_{ui.pos}(+) = 51{,}36\ kN \cdot m \quad M_{uv.pos}(+) = 114{,}67\ kN \cdot m \quad M_{ud.pos}(+) = 51{,}36\ kN \cdot m$

Cálculo de armadura longitudinal

Factor de reducción de resistencia $\emptyset_b = 0{,}90$

Cálculo de la profundidad del bloque de compresiones

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2{,}6144 \cdot \frac{M_u \cdot 1000}{f'c \cdot b \cdot d^2}}\right]$$

$a_{ui}(-) = 4{,}10\ cm \qquad a_{uv}(-) = 0{,}96\ cm \qquad a_{ud}(-) = 5{,}01\ cm$

$a_{ui}(+) = 1{,}62\ cm \qquad a_{uv}(+) = 3{,}68\ cm \qquad a_{ud}(+) = 1{,}62\ cm$

Profundidad del eje neutro:

$$C = \frac{a}{\beta_1}$$

$\beta_1 = 0{,}85$ Para hormigones donde $18\ MPa \leq f'c \leq 30\ MPa$, segun NB1225001

Cálculo del área requerida:

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$As_{ui} = 5{,}22\ cm^2 \qquad As_{uv} = 1{,}22\ cm^2 \qquad As_{ud} = 6{,}39\ cm^2$

$As_{ui} = 2{,}06\ cm^2 \qquad As_{uv} = 4{,}69\ cm^2 \qquad As_{ud} = 2{,}06\ cm^2$

Cálculo de la armadura mínima requerida:

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \qquad A_{s.min.2} = \frac{1{,}4}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 30 \cdot 56{,}1 = 4{,}21\ cm^2$$

$$A_{s.min.2} = \frac{1,4}{500} \cdot 30 \cdot 56,1 = 4,71\ cm^2$$

Si la As colocada en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que la As requerida por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de la armadura mínima.

$$A_{s.min.2} = \frac{4}{3} \cdot A_{s\ teorico}$$

Como es el caso de la armadura en el apoyo izquierdo positivo:

$$A_{s.min.3} = \frac{4}{3} \cdot (2,06) = 2,75\ cm^2$$

Si $A_{s.min.3}$ es mayor que $A_{s.min.1}$ y $A_{s.min.2}$ se tomara en cuenta el menor valor

Tomando en cuenta todos estos requerimientos se tiene las armaduras finales de la viga:

$As_{ui} = 5,22\ cm^2$	$As_{uv} = 1,63\ cm^2$	$As_{ud} = 6,39\ cm^2$
$As_{ui} = 2,75\ cm^2$	$As_{uv} = 4,71 cm^2$	$As_{ud} = 2,75\ cm^2$

Disposición de barras:

$2Ø16\ mm + 2Ø12\ mm$	$2Ø16\ mm$	$2Ø16\ mm + 3Ø12\ mm$
$3Ø16\ mm$	$3Ø16\ mm$	$3Ø16\ mm$

Acero colocado:

$6,28\ cm^2$	$4,02\ cm^2$	$7,41\ cm^2$
$6,03\ cm^2$	$6,03\ cm^2$	$6,03\ cm^2$

La separación mínima de la armadura principal por flexión según NB1225001,25.2.1

$$S_{l.min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25\ mm \\ \frac{4}{3} \cdot T.M.A \end{cases}$$

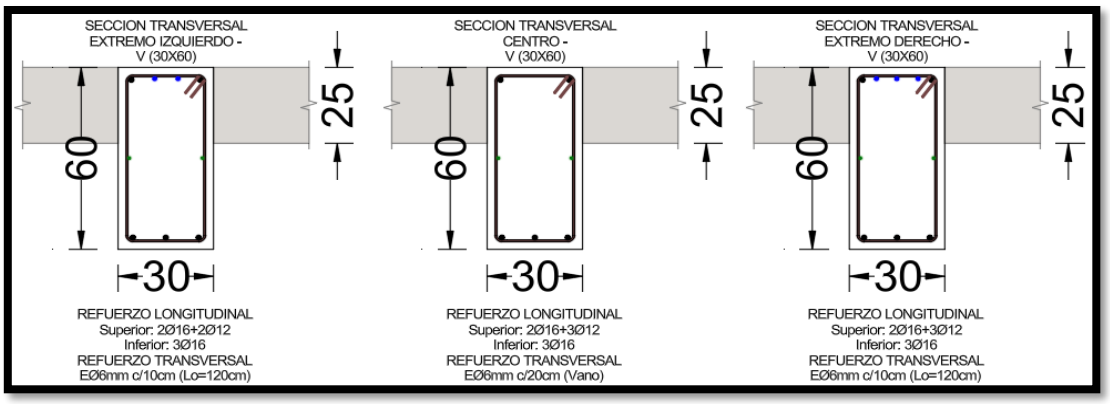
$$S_{l.min} \geq \begin{cases} 16\ mm \\ 25\ mm \\ \frac{4}{3} \cdot (19\ mm) = 25,33\ mm \end{cases}$$

$$S_{l.min} \geq 25{,}33 \text{ mm}$$

La armadura dispuesta en la viga cuenta con mayo espaciamiento por lo tanto cumple:

$$S_{l.min} = \frac{300 - 25 - 25 - 6 - 6 - 2 \cdot 16 - 3 \cdot 12}{4} = 42{,}5 \text{ mm} > 25{,}33$$

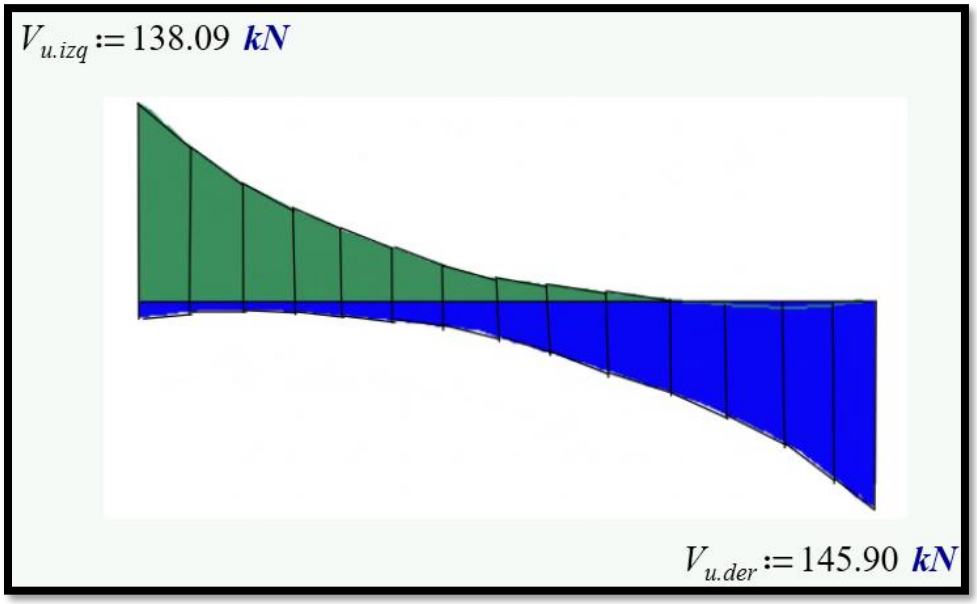
Figura 3.31 sección transversal de la viga en estudio



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

3.4.4.3 Diseño a cortante de la viga eje B (1-2)

Figura 3.32 Diagrama de cortantes últimas en viga sin sismo 1,2D+1,6L



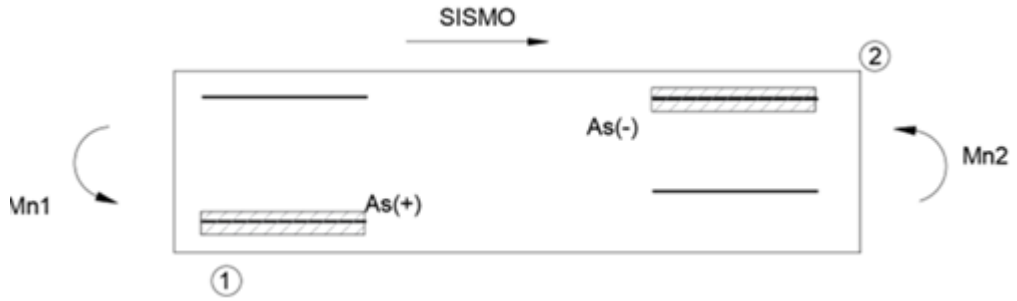
Fuente: Elaboración propia. (Mathcad)

Según lo establecido en la Norma NB1225001, la fuerza cortante mayorada se obtiene a partir de la resistencia nominal a momento del elemento, complementada con los efectos de las cargas gravitacionales. Para evaluar el cortante máximo en la viga, se asume que las resistencias nominales a momento se desarrollen simultáneamente en ambos extremos de su luz libre. Bajo esta condición, el cortante correspondiente debe determinarse considerando el momento actuando tanto en sentido horario como en sentido antihorario, garantizando así la verificación para los dos posibles sentidos de giro.

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 1

Asumimos que el sismo va de Izquierda a Derecha situación sísmica 1

Figura 3.33 Situación sísmica 1 de izquierda a derecha



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

$$M_{n1} = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right) \qquad a_1 = \frac{fy \cdot As}{0{,}85 \cdot f'c \cdot b}$$

Para el extremo izquierdo positivo

$$a_1 = \frac{500 \cdot 6{,}03}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 30} = 4{,}73 \text{ cm} \qquad M_{n1} = 6{,}03 \cdot 500 \cdot \left(56{,}1 - \frac{4{,}73}{2}\right) = 162{,}01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

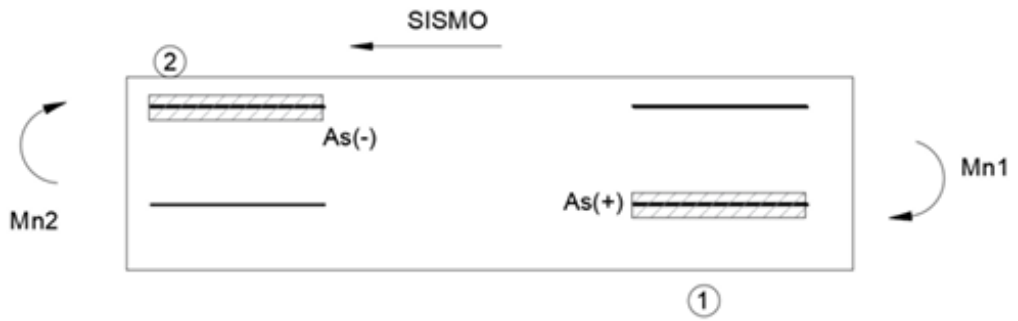
Para el extremo derecho negativo

$$a_2 = \frac{500 \cdot 7{,}41}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 30} = 5{,}81 \text{ cm} \qquad M_{n2} = 7{,}41 \cdot 500 \cdot \left(56{,}1 - \frac{5{,}81}{2}\right) = 197{,}09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de los momentos nominales para la situación sísmica 2

Asumimos que el sismo va de Izquierda a Derecha situación sísmica 2

Figura 3.34 Situación sísmica 2 de derecha a izquierda



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

$$M_{n1} = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a_1}{2}\right) \qquad a_1 = \frac{fy \cdot As}{0{,}85 \cdot f'c \cdot b}$$

Para el extremo izquierdo negativo

$$a_1 = \frac{500 \cdot 6{,}28}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 30} = 4{,}92 \text{ cm} \qquad M_{n1} = 6{,}28 \cdot 500 \cdot \left(56{,}1 - \frac{4{,}92}{2}\right) = 168{,}43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para el extremo derecho positivo

$$a_2 = \frac{500 \cdot 6{,}03}{0{,}85 \cdot 25 \cdot 30} = 4{,}73 \text{ cm} \qquad M_{n2} = 6{,}03 \cdot 500 \cdot \left(56{,}1 - \frac{4{,}73}{2}\right) = 162{,}01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de cortantes máximo por momento nominal

$$V_{n1} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{ln}$$

Tramo izquierdo

$$V_{n1} = \frac{162{,}01 + 197{,}09}{7{,}05} = 50{,}94 \text{ kN}$$

Tramo derecho

$$V_{n1} = \frac{168{,}43 + 162{,}01}{7{,}05} = 46{,}87 \text{ kN}$$

El cortante gravitacional

Este cortante proviene de la siguiente combinación:

$$\text{Combinacion: } 1{,}2 \cdot D + 1{,}0 \cdot L + 0{,}2 \cdot S$$

Tramo Izquierdo

$$V_{grav1} = 117{,}58 \text{ kN}$$

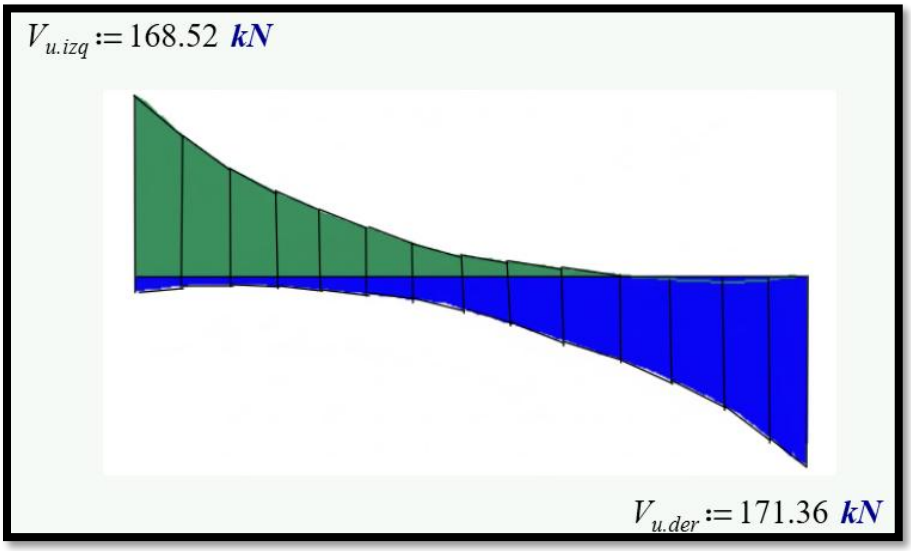
Tramo Derecho

$$V_{grav2} = 124{,}49 \text{ kN}$$

Los cortantes de diseño finales serán:

$$V_{ud} = V_{n1} + V_{grav1}$$

Figura 3.35 Diagrama de cortantes últimas de diseño en viga con sismo



Fuente: Elaboración propia. (Mathcad)

$$V_{ud} = 168{,}52 \text{ kN} \qquad V_{ud} = 171{,}36 \text{ kN}$$

DISEÑO DE ESTRIBOS

Factor de reducción de resistencia $\phi = 0{,}75$

Se debe verificar la siguiente expresión para diseño:

$$V_{ud} \leq \phi \cdot V_n \qquad \text{NB1225001, } 8.5.1.1$$

La resistencia nominal a cortante V_n es:

$$V_n = V_c + V_s \qquad NB1225001, 22.5.1.1$$

Resistencia al cortante proporcionada por el hormigón V_c

Elementos sometidos únicamente a cortante y flexión de forma simplificada.

$\lambda = 1$ para hormigones de peso normal

$$V_c = 0{,}17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{0{,}17 \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot 561}{1000} = 143{,}06 \text{ kN}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de acero "V_s"

No necesita refuerzo

$$V_{ud} < 0{,}5 \cdot \phi \cdot V_c$$

Refuerzo mínimo

$$\phi \cdot V_c \geq V_{ud} \geq 0{,}5 \cdot \phi \cdot V_c$$

Refuerzo a cortante

$$V_{ud} \geq \phi \cdot V_c$$

Apoyo izquierdo	**Apoyo derecho**
$V_{u.izq} = +168{,}52 \text{ kN}$	$V_{u.der} = -171{,}36 \text{ kN}$
$\phi \cdot V_c = 107{,}30 \text{ kN}$	$\phi \cdot V_c = 107{,}30 \text{ kN}$
$168{,}52 \text{ kN} \geq 107{,}30 \text{ kN}$	$171{,}36 \text{ kN} \geq 107{,}30 \text{ kN}$
Requiere refuerzo transversal	**Requiere refuerzo transversal**

Se debe verificar según NB1225001 la sección transversal:

$$V_u \leq \phi\left(V_c + 0{,}66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d\right) \quad ; \quad \sqrt{f'c} \leq 8{,}3 \text{ MPa}$$

$$171{,}36 \leq 0{,}75 \cdot \left(143{,}06 + 0{,}66 \cdot \sqrt{25} \cdot 30 \cdot 56{,}1\right) \quad ; \quad \sqrt{25} \leq 8{,}3 \text{ MPa}$$

$$171{,}36 \text{ kN} \leq 523{,}84 \text{ kN} \quad ; \quad 5{,}0 \text{ MPa} \leq 8{,}3 \text{ MPa}$$

SE CUMPLEN LAS VERIFICACIONES

- **Cálculo del refuerzo a cortante del apoyo Izquierdo**

Encontrando la separación de diseño:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s \cdot 1000}$$

$A_v =$ Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento "s"

Conociendo el refuerzo transversal con el que cumple podemos determinar la tasa de refuerzo transversal

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{V_u}{\phi} - V_c)}{f_{yt} \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{168{,}52}{0{,}75} - 143{,}06)}{420 \cdot 0{,}561 * 10} = 0{,}0346 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Si usamos 2 ramales de $\emptyset$6mm $= 0{,}5655$ cm²

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{0{,}5655}{0{,}0346} = 16{,}34\ cm$$

Si usamos 2 ramales de $\emptyset$8mm $= 1{,}0053$ cm²

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{1{,}0053}{0{,}0346} = 29{,}05\ cm$$

Límites de espaciamiento de armadura transversal según NB1225001

El espaciamiento de la armadura transversal colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$V_s < 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$133{,}24 \text{ kN} < 277{,}69 \text{ kN}$$

$$s_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{56,1}{2} = 28,05 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq 28,05 \text{ cm}$$

Según disposiciones sísmicas en la zona de confinamiento:

a) $\frac{d}{4} = \frac{56,1}{4} = 14,02 \text{ cm}$

b) $8 \cdot \emptyset_{long} = 8 \cdot 1,6 = 12,8 \text{ cm}$

c) $24 \cdot \emptyset_{estribos} = 24 \cdot 0,6 = 14,4 \text{ cm}$

d) $300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento

$$L = 2h = 2 \cdot 60 = 120 \text{ cm}$$

La armadura adoptada es:

$\emptyset$6mm c/10cm L=120 cm

- **Cálculo del refuerzo a cortante del apoyo Derecho**

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{V_u}{\Phi} - V_c)}{f_{yt} \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{171,36}{0,75} - 143,06)}{420 \cdot 0,561 \cdot 10} = 0,0363 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Si usamos 2 ramales de $\emptyset$6mm $= 0,5655 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{0,5655}{0,0363} = 15,58 \, cm$$

Si usamos 2 ramales de $\emptyset$8mm $= 1,0053 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{1{,}0053}{0{,}0363} = 27{,}69\ cm$$

Límites de espaciamiento de armadura transversal según NB1225001

El espaciamiento de la armadura transversal colocado perpendicularmente al eje del elemento debe cumplir:

$$V_s < 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/2 \\ 60\ \text{cm} \end{cases}$$

$$90{,}27\ \text{kN} < 277{,}69\ \text{kN}$$

$$s_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{56{,}1}{2} = 28{,}05\ \text{cm} \\ 60\ \text{cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq 28{,}05\ \text{cm}$$

Según disposiciones sísmicas en la zona de confinamiento:

a) $\frac{d}{4} = \frac{56{,}1}{4} = 14{,}02\ \text{cm}$

b) $8 \cdot \emptyset_{long} = 8 \cdot 1{,}6 = 12{,}8\ \text{cm}$

c) $24 \cdot \emptyset_{estribos} = 24 \cdot 0{,}6 = 14{,}4\ \text{cm}$

d) $300\ \text{mm} = 30\ \text{cm}$

Longitud de confinamiento

$$L = 2h = 2 \cdot 60 = 120\ \text{cm}$$

La armadura adoptada es:

$\emptyset$6mm c/10cm L=120 cm

- **Cálculo de refuerzo transversal en la parte central**

No se necesita refuerzo transversal, por lo tanto, se debe colocar armadura mínima a cortante.

$$A_{v.min1} = 0{,}0625 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$A_{v.min2} = \frac{0{,}35 \cdot b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

El espaciamiento de la armadura transversal será:

Para Ø6mm

$$s_1 \leq \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0{,}0625 \cdot b_w \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{0{,}5655 \cdot 420}{0{,}0625 \cdot (30) \cdot \sqrt{25}} = 25{,}33 \text{ cm}$$

$$s_2 \leq \frac{A_v \cdot f_{yt}}{0{,}35 \cdot b_w} = \frac{0{,}5655 \cdot 420}{0{,}35 \cdot (30)} 22{,}62 \text{ cm}$$

En la parte central se puede disponer:

Ø6 mm c/20cm

Quedando la viga de la siguiente manera:

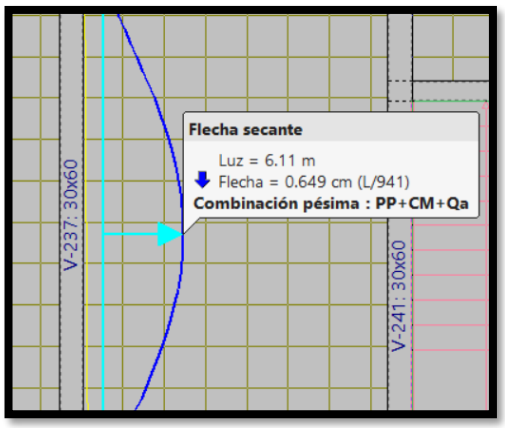
Ø6 mm c/10cm	Ø6 mm c/20cm	Ø6 mm c/10cm
L = 120cm	L = 405 cm	L = 120cm

3.4.4.4 Verificación de estados límites de servicio

L_{max} = Longitud total de la viga = 7.05 m

Fi = Flecha instantánea = 6,49 mm

Figura 3.36 Deformación instantánea



Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

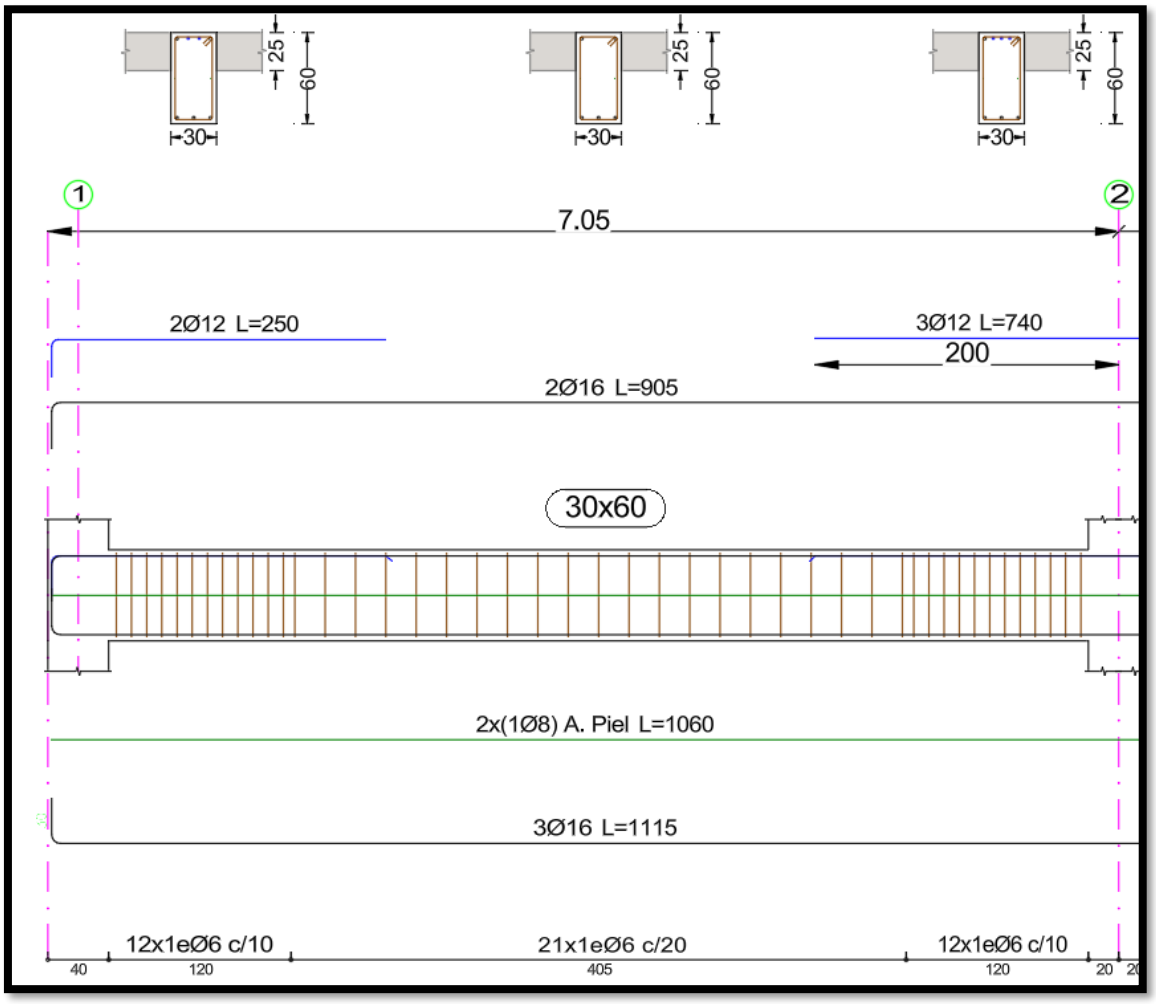
$$F_{total} = 3 \cdot Fi = 3 \cdot (6{,}49) = 19{,}47 \text{ mm}$$

$$F_{total} < \frac{L}{240}$$

$$F_{total} < \frac{7050}{240}$$

$19{,}47 \text{ mm} < 29{,}38 \text{ mm}$ **¡CUMPLE!**

Figura 3.37 Despiece de la viga eje B (1-2)



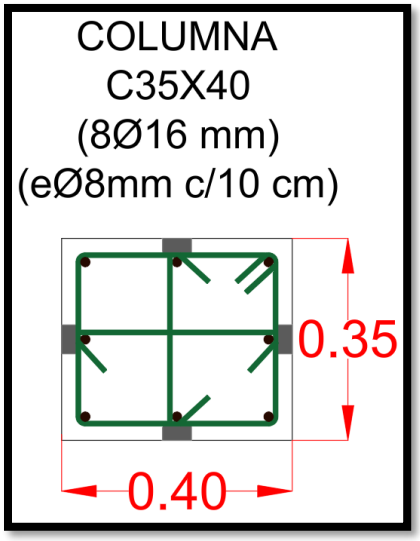
Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

3.4.5 Columnas de hormigón armado

Los esfuerzos utilizados para el diseño se obtuvieron directamente del software estructural, considerando la envolvente de esfuerzos, incluida la acción sísmica correspondiente.

La columna que se verificará manualmente será B2 (35x40)

Figura 3.38 Columna B2 verificada manualmente (35X40)



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

3.4.5.1 Verificación a pandeo

Verificación del pórtico si es traslacional o no traslacional

$$Q = \frac{\sum Pu \cdot \Delta}{Vus \cdot Lc}$$

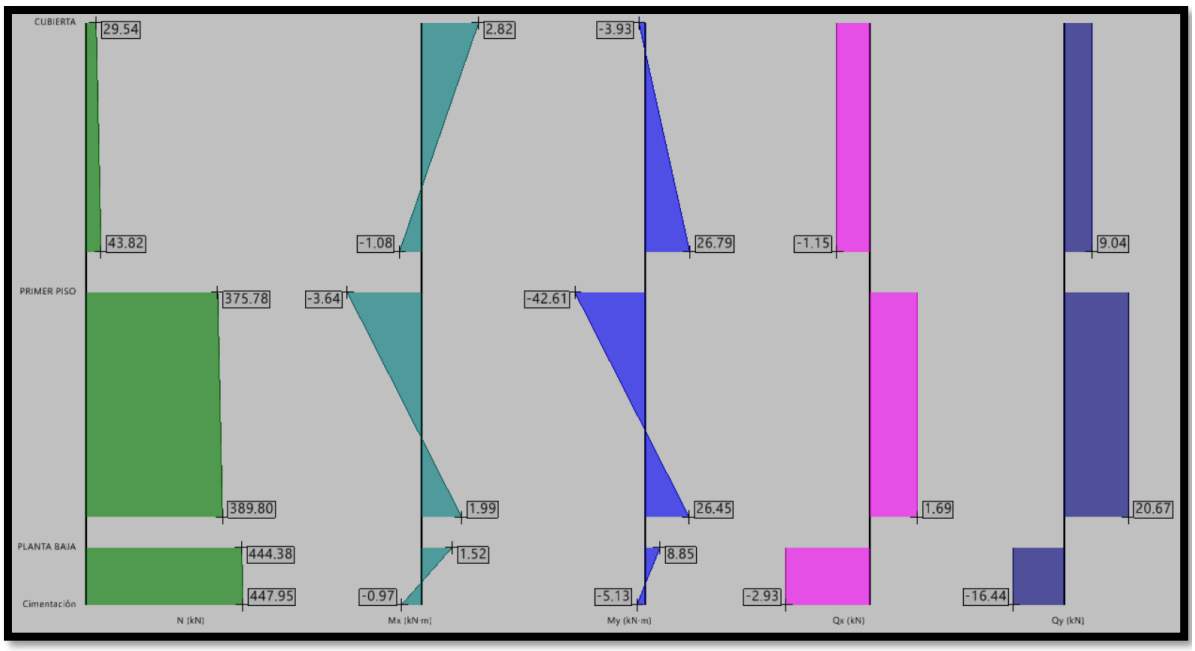
$$\sum Pu = 389{,}80\ kN \quad Vus = 20{,}67\ kN \quad Lc = 3{,}94\ m \quad \Delta x = 6{,}82\ mm \quad \Delta y = 5{,}21\ mm$$

$$Q = \frac{389{,}80 \cdot 6{,}82}{20{,}67 \cdot 3940} = 0{,}033 \leq 0{,}05 \text{ (Pórtico No Traslacional)}$$

PÓRTICO NO TRASLACIONAL

Esfuerzos de la combinación de carga más desfavorable de la columna:

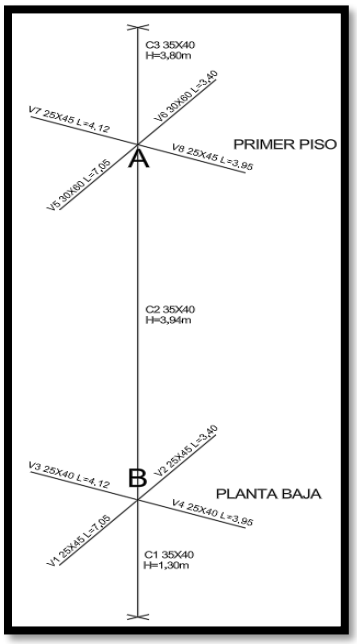
Figura 3.39 Esfuerzo de la columna B2



Fuente: Elaboración propia. (Cypecad)

Determinación de los coeficientes de pandeo ψ

Figura 3.40 Representación gráfica de los elementos que concurren en la columna.



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

Tabla 3.13 Características de los elementos que concurren en la columna

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)
C1	130	35	40	186666	142916
C2	394	35	40	186666	142916
C3	380	35	40	186666	142916
V1	705	25	45	189843	58593
V2	340	25	45	189843	58593
V3	412	25	40	133333	52083
V4	395	25	40	133333	52083
V5	705	30	60	540000	135000
V6	340	30	60	540000	135000
V7	412	25	45	189843	58593
V8	395	25	45	189843	58593

Fuente: Elaboración propia

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum\left(\frac{E \cdot I}{L}\right) \text{ de las columnas}}{\sum\left(\frac{E \cdot I}{L}\right) \text{ de las vigas}}$$

Reemplazando se tiene:

Dirección X

$$\psi_{Ax} = \frac{\frac{186666}{380} + \frac{186666}{394}}{\frac{189843}{412} + \frac{189843}{395}} = 1{,}02$$

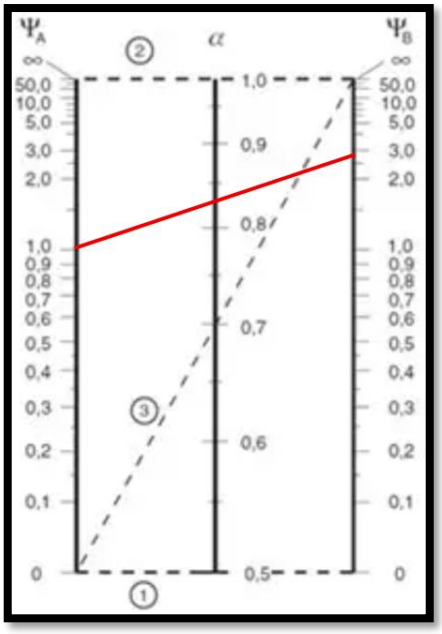
$$\psi_{Bx} = \frac{\frac{186666}{394} + \frac{186666}{130}}{\frac{133333}{412} + \frac{133333}{395}} = 2{,}89$$

Dirección Y

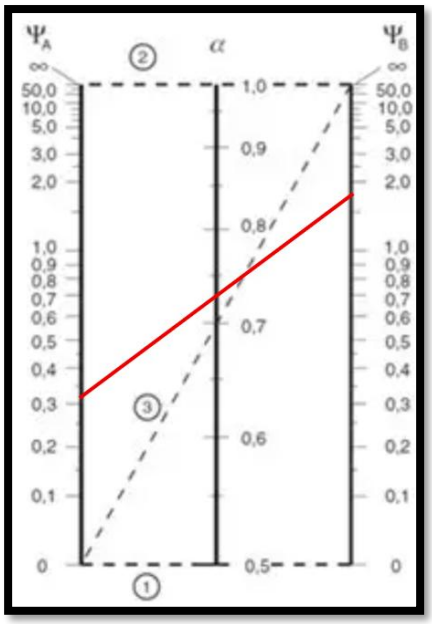
$$\psi_{Ay} = \frac{\frac{142916}{380} + \frac{142916}{394}}{\frac{540000}{705} + \frac{540000}{340}} = 0{,}31$$

$$\psi_{By} = \frac{\frac{142916}{394} + \frac{142916}{130}}{\frac{189843}{705} + \frac{189843}{340}} = 1{,}77$$

Figura 3.41 Factor de longitud efectiva para la columna



$k_x = 0{,}83$



$k_y = 0{,}73$

Fuente: Diseño de concreto reforzado. (Jack McCoormac)

Cálculo de la longitud de pandeo

$$l_{ox} = k_x \cdot L = 0{,}83 \cdot 394 = 327{,}02 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = k_y \cdot L = 0{,}73 \cdot 394 = 287{,}62 \text{ cm}$$

Esbeltez geométrica de la columna

$$\lambda_{gx} = \frac{l_{ox}}{b} = \frac{327{,}02}{40} = 8{,}18 < 10 \text{ pieza corta}$$

$$\lambda_{gy} = \frac{l_{oy}}{h} = \frac{287{,}62}{35} = 8{,}21 < 10 \text{ pieza corta}$$

Esbeltez mecánica de la columna

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{327{,}02}{\sqrt{\frac{186666}{1400}}} = 28{,}32$$

$$\lambda_{my} = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{287{,}62}{\sqrt{\frac{142916}{1400}}} = 28{,}47$$

Como $\lambda < 35$, se trata de una columna corta. Por lo tanto, no es necesario efectuar alguna comprobación a pandeo.

3.4.5.2 Diseño a flexión

A continuación, se procede a verificar la columna que presenta la mayor demanda estructural. Los esfuerzos utilizados provienen del análisis realizado en CYPECAD considerando la envolvente de cargas generada por las acciones permanentes, sobrecarga de uso y el efecto sísmico.

Los esfuerzos mostrados corresponden a la envolvente sísmica, obtenida a partir del cargado espectral definido en el aporte académico.

Los esfuerzos son los siguientes:

$N_u = 389{,}84\ \text{kN}$

$M_x = 65{,}83\ \text{kN} \cdot \text{m}$

$M_y = 113{,}42\ \text{kN} \cdot \text{m}$

$V_x = 112{,}07\ \text{kN}$

$V_y = 150{,}18\ \text{kN}$

A continuación, se detallan las características de la columna

$b = 35\ \text{cm}$

$h = 40\ \text{cm}$

$\phi = 0{,}65$

$f'c = 25\ \text{MPa}$

$f_y = 500\ \text{MPa}$

$E = 200.000\ \text{MPa}$

Se propone el siguiente armado para el cálculo del diagrama de iteración:

Armadura longitudinal: 8Ø16 mm

La cuantía mínima de refuerzo longitudinal para columnas se establece en:

$$A_{s_min} = 0{,}01 \cdot A_g$$

En estructuras sometidas a acción sísmica, la norma exige:

$$0{,}01 \cdot A_g \leq A_s \leq 0{,}06 \cdot A_g$$

$$0{,}01 \cdot (35x40) \leq A_s \leq 0{,}06 \cdot (35x40)$$

$$14\ cm^2 \leq A_s \leq 84\ cm^2$$

$$A_s = 16{,}08\ cm^2$$

El método empleado consiste en obtener la curva que relaciona la fuerza axial y el momento resistente para la armadura propuesta. Para el cálculo manual se consideran tres puntos fundamentales del diagrama: compresión pura, flexo-compresión y tracción pura. A continuación, se presenta el desarrollo detallado de este procedimiento.

Punto *N*°1 compresión pura

$$\phi P_{nc} = \phi \cdot 0{,}80 \cdot \left[0{,}85 \cdot f'c \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s\right]$$

$$\phi M_{nc} = 0 \qquad \phi = 0{,}65$$

A_s = Área del acero (8Ø16 mm) = $16{,}08\ cm^2$

A_c = Área del concreto (35x40) = 35x40 = $1400\ cm^2$

$\phi = 0{,}65$

$$\phi P_{nc} = 0{,}65 \cdot 0{,}80 \cdot [0{,}85 \cdot 25 \cdot (1400 - 16{,}08) + 500 \cdot 16{,}08] = 1947{,}31\ kN$$

Punto *N*°3 tracción pura

$$\phi P_{nc} = -\phi \cdot f_y \cdot A_s$$

$$\phi M_{nc} = 0 \qquad \phi = 0{,}65$$

$A_s = \text{Área del acero}(8\emptyset 16\text{ mm}) = 16{,}08\text{ cm}^2$

$$\phi P_{nc} = -0{,}90 \cdot 500 \cdot 16{,}08 = -723{,}60\text{ kN}$$

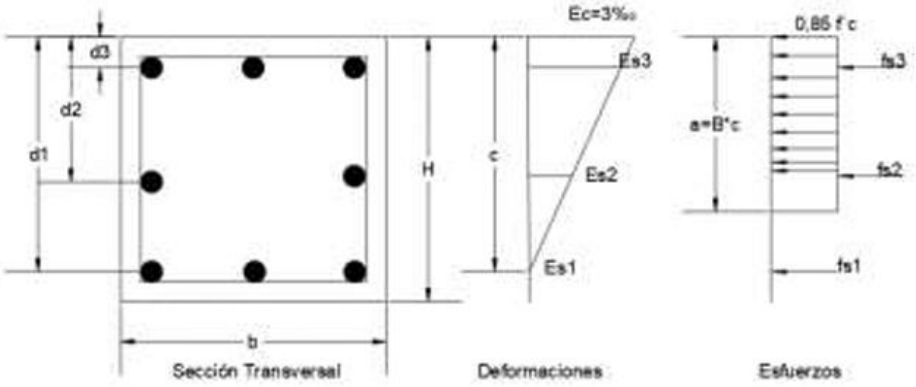
$$\phi M_{nc} = 0$$

Punto N°2 flexo-compresión

El armado provisto son barras longitudinales de 16mm y estribos de 8 mm

La distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el baricentro de las armaduras queda (ver figura 3.40)

Figura 3.42 Disposición de armado de la columna B2



Fuente: Diseño estructural valle de concepción. Quispe Méndez Walter

$$r_{mec} = r_{geo} + \emptyset_{estribo} + \frac{\emptyset_{barras}}{2} = 2{,}5 + 0{,}8 + \frac{1{,}6}{2} = 4{,}1\text{ cm}$$

$$d_1 = H - r_{mec} = 40 - 4{,}1 = 35{,}9\text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{H}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm}$$

$$d_3 = r_{mec} = 4{,}1\text{ cm}$$

Pasos para encontrar el punto de falla balanceada:

Paso 1. εs1 y fs1

$$\varepsilon s1 = z \cdot \varepsilon y$$

$$fs1 = E \cdot \varepsilon s1$$

Reemplazando valor adoptado z=-2 para tracción:

$$\varepsilon s1 = -2 \cdot 0{,}0025 = -0{,}005$$

$$fs1 = 200000 \cdot -0{,}005 = -1000 \text{ MPa} \leq fy$$

Paso 2. Hallando a y x (profundidad del bloque de compresiones y eje neutro)

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d1}{\varepsilon_c + \varepsilon s1} = x = \frac{d1 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon s1} \qquad x = \frac{35{,}9 \cdot 0{,}003}{0{,}003 + 0{,}005} 13{,}46 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 \cdot x = 0{,}85 \cdot 13{,}46 = 11{,}44 \text{ cm}$$

Paso 3 Hallando εs2 y fs2

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon s2}{d2} = \varepsilon s2 = \left(\frac{d2}{x} - 1\right) \cdot \varepsilon_c = \left(\frac{20}{13{,}46} - 1\right) \cdot 0{,}003 = 0{,}001457$$

$$fs2 = E \cdot \varepsilon s2 = 200000 \cdot 0{,}001457 = 291{,}40 \text{ MPa}$$

Paso 4 Hallando εs3 y fs3

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon s3}{d3} = \varepsilon s3 = \left(1 - \frac{d3}{x}\right) \cdot \varepsilon_c = \left(1 - \frac{4{,}1}{13{,}46}\right) \cdot 0{,}003 = 0{,}002086$$

$$fs3 = E \cdot \varepsilon s3 = 200000 \cdot 0{,}002086 = 417{,}2 \text{ MPa}$$

Paso 5 Hallando fuerzas en el hormigón y Acero

En el hormigón:

$$N_c = 0{,}85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \qquad N_c = 0{,}85 \cdot 25 \cdot 11{,}44 \cdot 40 \cdot 0{,}1 = 972{,}4 \text{ kN}$$

En el acero:

$fs1 = 500 \text{ MPa}$ $\quad A_{s1} = 6{,}03 \text{ cm}^2$ (3Ø16 mm)

$fs2 = 291{,}40 \text{ MPa}$ $\quad A_{s2} = 4{,}02 \text{ cm}^2$ (2Ø16 mm)

$fs3 = 417{,}2 \text{ MPa}$ $\quad A_{s3} = 6{,}03 \text{ cm}^2$ (3Ø16 mm)

- En compresión

$$Fs3 = (fs3 - 0{,}85 \cdot f'c) \cdot As3 = (417{,}2 - 0{,}85 \cdot 25) \cdot 6{,}03 \cdot 0{,}1 = 238{,}76\ kN$$

- En tracción

$$Fs2 = fs2 \cdot As2 = 291{,}40 \cdot 4{,}02 \cdot 0{,}1 = 117{,}14\ kN$$

$$Fs1 = fs1 \cdot As1 = 500 \cdot 6{,}03 \cdot 0{,}1 = 301{,}50\ kN$$

Determinando las fuerzas resultantes:

$$\sum FH = Nc + Fs3 - Fs2 - Fs1$$

$$FH = 972{,}4 + 238{,}76 - 117{,}14 - 301{,}50 = 792{,}52\ kN$$

$$\sum Mo = Nc \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + Fs3 \cdot \left(\frac{h}{2} - d3\right) + Fs2 \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{2}\right) + Fs1 \cdot \left(d1 - \frac{h}{2}\right)$$

$$\sum Mo = 972{,}4 \cdot \left(\frac{40}{2} - \frac{11{,}44}{2}\right) + 238{,}76 \cdot \left(\frac{40}{2} - 4{,}1\right) + 301{,}50 \cdot \left(35{,}9 - \frac{40}{2}\right)$$

$$\sum Mo = 224{,}76\ kN$$

Determinando ϕ:

$$\phi = 0{,}65 + (\varepsilon t - 0{,}002) \cdot \frac{250}{3} = 0{,}65 + (0{,}0025 - 0{,}002) \cdot \frac{250}{3} = 0{,}69$$

Finalmente tenemos los nominales:

$$\phi Pn = 0{,}69 \cdot 792{,}52 = 546{,}84\ kN$$

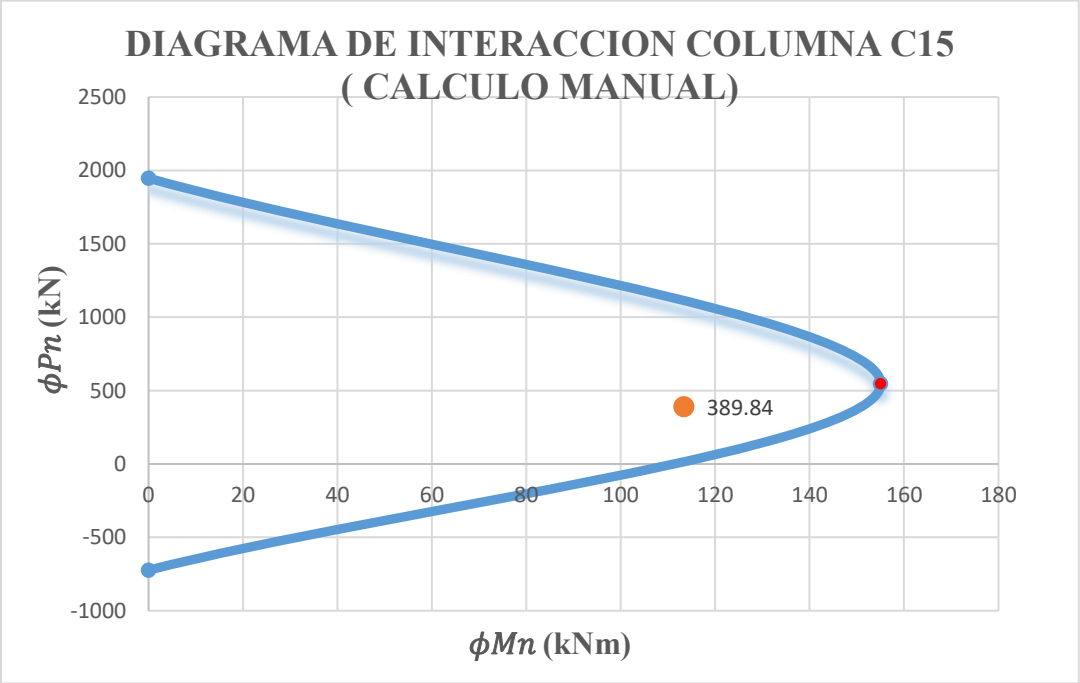
$$\phi Mn = 0{,}69 \cdot 224{,}76 = 155{,}08\ kN \cdot m$$

Tabla 3.14 Diagrama de interacción columna B2

Puntos del Diagrama	
ϕPn	ϕMn
Y	X
1947,31	0
546,84	155,08
−723,60	0
Pu	Mu
389,84	113,42

Fuente: Elaboración propia

Figura 3.43 Diagrama de interacción columna B2 (Manual)

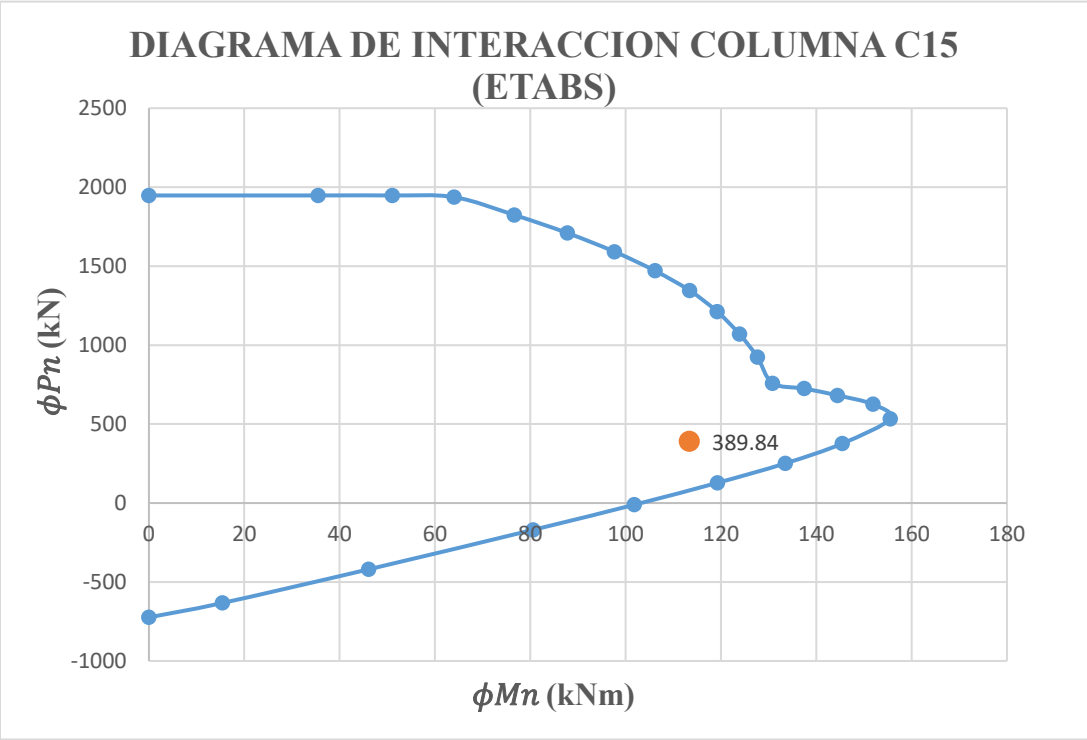


Fuente: Elaboración propia. (Excel)

Los esfuerzos actuantes sobre la columna se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que la sección y la armadura definida cumplen adecuadamente con las demandas establecidas

Asimismo se realizó la verificación del diagrama de interacción mediante el programa ETABS, confirmando la validez del diseño obtenido.

Figura 3.44 Diagrama de interacción columna B2 (Etabs)



Fuente: Elaboración propia. (Excel)

3.4.5.3 Diseño a cortante

Datos

$Nu = 389{,}84\ kN$

$V_u = 150{,}18\ kN$

$b = 35\ cm \quad h = 40\ cm$

$f'c = 25\ MPa$

$\lambda = 1$ (para hormigón de peso normal)

$\emptyset_{est} = 8\ mm$

$\emptyset_{long} = 16\ mm$

$r_{geo} = 25\ mm$

$$d = h - r_{geo} - \emptyset_{est} - \frac{\emptyset_{long}}{2}$$

$$d = 35 - 2{,}5 - 0{,}8 - \frac{1{,}6}{2} = 30{,}90\ cm$$

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

$V_u =$ fuerza cortante externa de diseño.

$V_n =$ resistencia nominal al cortante.

$\phi =$ factor de reducción de resistencia.

La resistencia nominal del cortante V_n, es calculada según la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Para elementos sometidos a compresión:

$$V_c = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0{,}17 \cdot \left(1 + \frac{389{,}84 \cdot 1000}{14 \cdot (350x400)}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 309 \cdot 400 = 125{,}96\ kN$$

Si se cumple la siguiente expresión, se necesita armadura de refuerzo.

$$\phi V_c \leq V_u$$

$$0{,}75 \cdot 125{,}96 \leq 150{,}18$$

$$94{,}47 \leq 150{,}18$$

Si cumple, necesita armadura de refuerzo

La separación de los estribos es calculada de la siguiente manera.

$$V_s = \frac{A_v \cdot fy \cdot d}{s}$$

Para hallar la cortante de diseño:

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

La armadura a colocar será:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{V_u}{\phi} - V_c)}{f_{yt} \cdot d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(\frac{150{,}18}{0{,}75} - 125{,}96)}{420 \cdot 0{,}309 \cdot 10} = 0{,}0572 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Si usamos 3 ramales de $\emptyset$6mm $= 0,8482$ cm^2

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{0{,}8482}{0{,}0572} = 14{,}83 \text{ cm}$$

Si usamos 3 ramales de $\emptyset$8mm $= 1,5080$ cm^2

$$\text{Sep} \leq \frac{\text{Área del estribo}}{\frac{V_s}{fy \cdot d}} = \frac{1{,}5080}{0{,}0572} = 26{,}36 \text{ cm}$$

Se optará por utilizar **$\emptyset$8mm c/15 cm**

Para el armado de la columna se considerará el armado para pórticos intermedios resistente a momento. El espaciamiento debe disponerse por una longitud lo, medida desde la cara del nudo y el espaciamiento no debe ser menor que:

a) $8 \cdot \phi_{long} = 8 \cdot 1{,}6 = 12{,}80$ cm

b) $12 \cdot \phi_{est} = 12 \cdot 0{,}8 = 10$ cm

c) $\frac{b}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5$ cm

d) 30 cm

Para cumplir con estas disposiciones se considerará un armado en la zona de confinamiento:

$$\mathbf{\emptyset 8mm\ c/10\ cm}$$

La zona de confinamiento será:

a) $\frac{\ln}{6} = \frac{334}{6} = 56{,}6\ \text{cm}$

b) Mayor de b o h $= 40$ cm

c) 45 cm

$$\mathbf{lo = 60\ cm}$$

La separación máxima en la zona central de la columna deberá cumplir:

$$V_s \leq 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/2 \\ 60\ \text{cm} \end{cases}$$

$$V_s > 0{,}33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \qquad \rightarrow \qquad s_{max} = \begin{cases} d/4 \\ 30\ \text{cm} \end{cases}$$

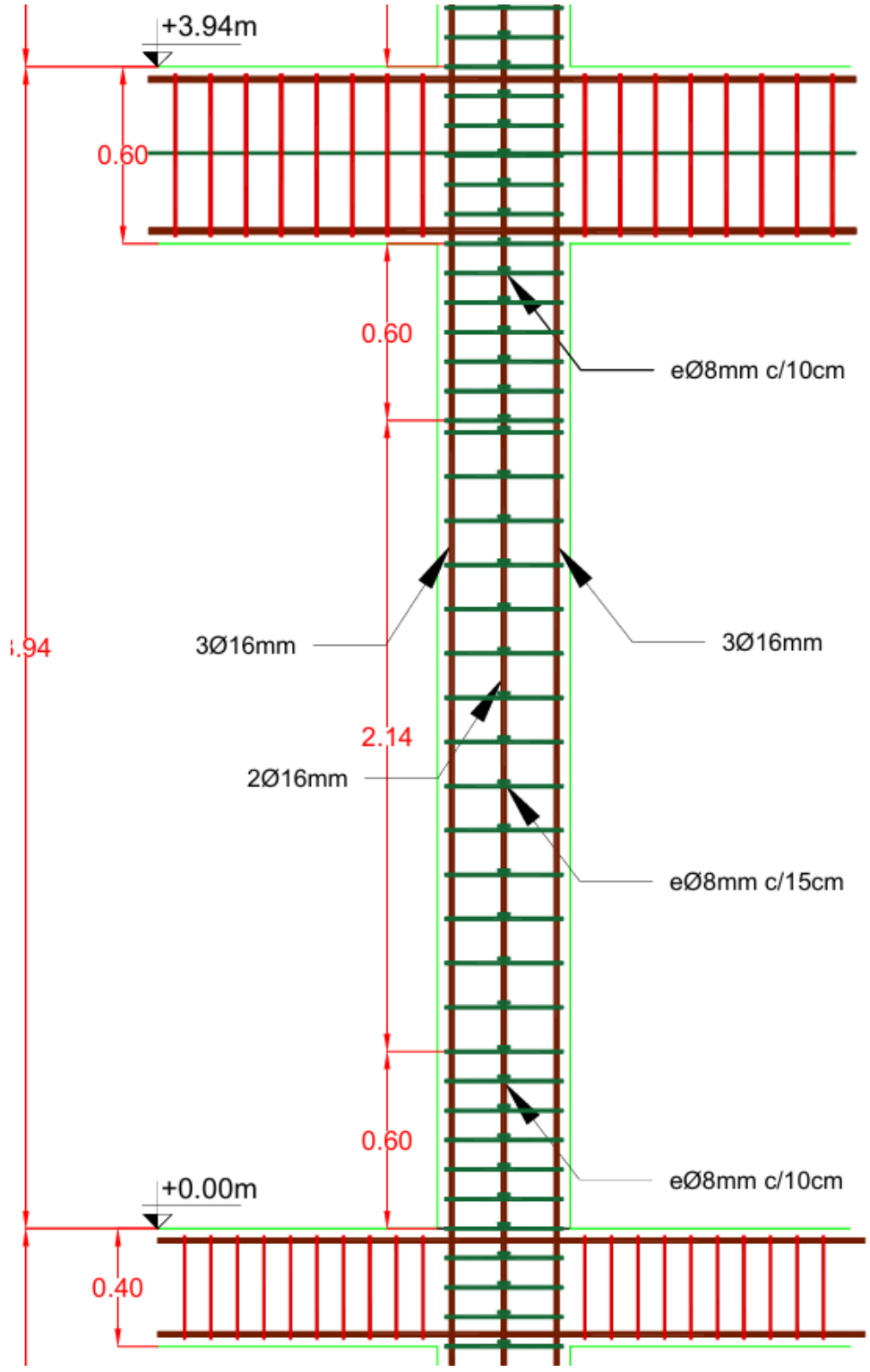
$$74{,}28 \leq 0{,}33 \cdot \sqrt{25} \cdot bw \cdot d$$

$$74{,}28\ \text{kN} \leq 203{,}94\ \text{kN} \qquad s_{max} = \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{30{,}9}{2} = 15{,}45\ \text{cm} \\ 60\ \text{cm} \end{cases}$$

En la parte central se puede optar por:

$$\mathbf{\emptyset 8mm\ c/15\ cm}$$

Figura 3.45 Despiece de columna C40x35



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

3.4.6 Fundaciones

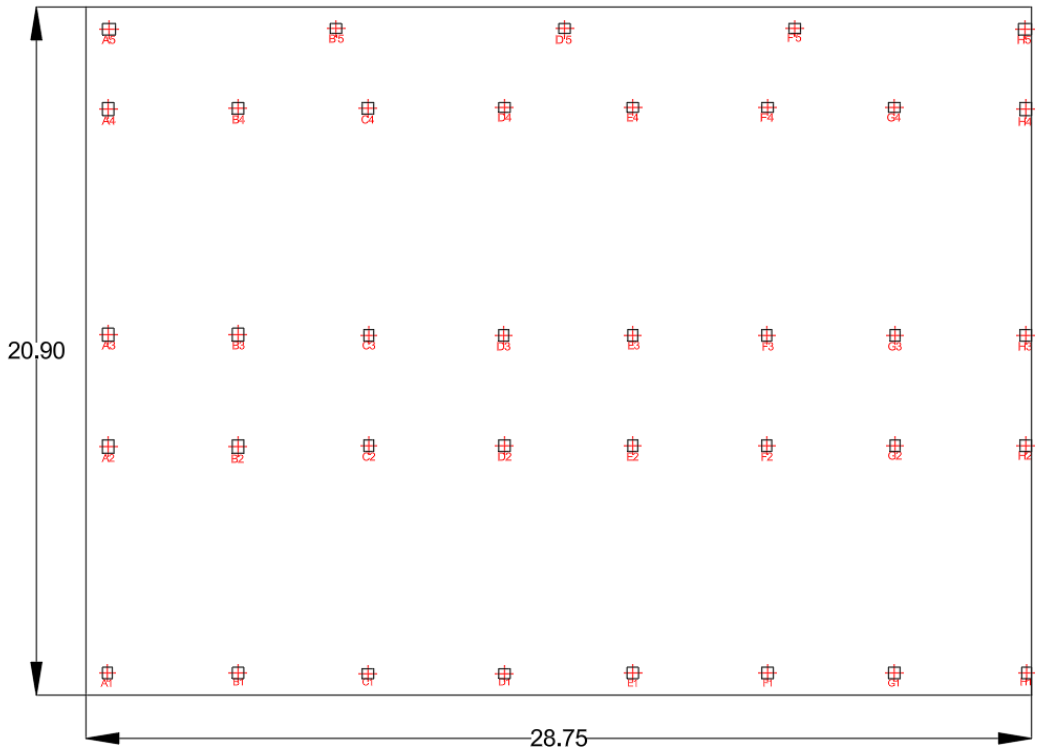
Luego de analizar el estudio de suelo y evaluar las alternativas de cimentación, se determinó que la solución más adecuada es el diseño de una losa de fundación. Esta decisión se basa en la capacidad portante del terreno, que alcanza únicamente 0,45 kg/cm^2 según los ensayos realizados a una profundidad de 1,5 m.

Asimismo, se verificó que la opción de utilizar zapatas aisladas resulta poco eficiente, ya que sus dimensiones crecen considerablemente debido a la reducida capacidad resistente del suelo. Esto provoca un solapamiento entre zapatas y una ocupación superior al 60% del área total de la edificación.

Por lo tanto, la losa de fundación se considera la alternativa más conveniente, al constituir un sistema de cimentación único, continuo y con mayor rigidez, lo cual mejora el comportamiento estructural.

3.4.6.1 Diseño estructural de losa de fundación Método Rígido Convencional

Figura 3.46 Geometría de losa de fundación bloque A



Fuente: Elaboración propia. (AutoCAD)

- **Determinación del centro de gravedad de la losa de fundación**

Se determina el centro de gravedad de la losa, el área y la inercia en X y Y.

$B = 20{,}90$ m (Ancho de la losa Y)

$L = 28{,}75$ m (Longitud de la losa X)

$$X_{cg} = \frac{L}{2} = \frac{28{,}75}{2} = 14{,}375 \text{ m} \qquad Y_{cg} = \frac{B}{2} = \frac{20.90}{2} = 10.45 \text{ cm}$$

$$A = B \cdot L = 20{,}90 \cdot 28.75 = 600{,}88 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} = 21872{,}35 \text{ m}^4 \qquad I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} = 41388{,}40 \text{ m}^4$$

- **Cálculo de la resultante y sus coordenadas de aplicación**

Las cargas transmitidas por las columnas fueron obtenidas del software Cypecad, considerando las combinaciones de carga que incluyen las cargas muertas y la sobrecarga de uso que actúan sobre la estructura. Con estos valores se procede a realizar la verificación estructural de la losa de fundación correspondiente al bloque A.

La fuerza resultante se determina mediante la suma de todas las cargas aplicadas sobre la losa. Asimismo, las coordenadas del punto de aplicación de dicha resultante se calculan mediante la sumatoria de momento respecto a un eje de referencia ubicado en una de las esquinas de la losa de fundación.

Tabla 3.15 Carga axial de las columnas en estudio

COLUMNA	DIMENSION (cm)	CARGA Qi (kN)	Distancia en Xi (m)	Distancia en Yi (m)	Qi·Xi (kN·m)	Qi·Yi (kN·m)
A1	30X35	189,29	0,650	0,675	123,04	127,77
A2	35X40	273,24	0,675	7,550	184,44	2062,96
A3	35X40	247,33	0,675	10,950	166,95	2708,26
A4	35X40	293,23	0,675	17,800	197,93	5219,49
A5	40X35	72,3	0,700	20,225	50,61	1462,27
B1	35X35	274,34	4,625	0,675	1268,82	185,18
B2	35X40	382,86	4,625	7,550	1770,73	2890,59
B3	35X40	340,38	4,625	10,950	1574,26	3727,16
B4	35X35	430,28	4,625	17,825	1990,05	7669,74
C1	35X30	274,56	8,575	0,650	2354,35	178,46

C2	30X35	403,85	8,600	7,575	3473,11	3059,16
C3	30X35	354,9	8,600	10,925	3052,14	3877,28
C4	35X35	450,55	8,575	17,825	3863,47	8031,05
B'5	35X30	127,52	7,600	20,250	969,15	2582,28
D1	35X30	270,27	12,725	0,650	3439,19	175,68
D2	35X35	402,48	12,725	7,575	5121,56	3048,79
D3	30X35	355,2	12,700	10,925	4511,04	3880,56
D4	35X30	444,98	12,725	17,850	5662,37	7942,89
D'5	35X30	117,82	14,550	20,250	1714,28	2385,86
E1	35X35	257,94	16,625	0,675	4288,25	174,11
E2	30X35	344,09	16,625	7,575	5720,50	2606,48
E3	30X35	326,38	16,625	10,925	5426,07	3565,70
E4	35X30	413,11	16,625	17,850	6867,95	7374,01
F1	35X35	260,76	20,725	0,675	5404,25	176,01
F2	30X35	354,06	20,700	7,575	7329,04	2682,00
F3	30X35	321,14	20,700	10,925	6647,60	3508,45
F4	35X30	399,15	20,725	17,850	8272,38	7124,83
F'5	35X30	125,71	21,550	20,250	2709,05	2545,63
G1	35X35	276,7	24,575	0,675	6799,90	186,77
G2	30X35	375,39	24,600	7,575	9234,59	2843,58
G3	30X35	339,46	24,600	10,925	8350,72	3708,60
G4	35X30	439,48	24,575	17,850	10800,22	7844,72
H1	30X35	159,61	28,600	0,675	4564,85	107,.74
H2	35X35	229,3	28,575	7,575	6552,25	1736,95
H3	35X35	206,41	28,575	10,925	5898,17	2255,03
H4	35X40	250,9	28,575	17,800	7169,47	4466,02
H5	40X35	65,56	28,550	20,225	1871,74	1325,95
SUMA		**10850,53**			**155394,47**	**115448,03**

Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, la resultante de la carga total transmitida por las columnas y aplicada sobre la losa de fundación se expresa de la siguiente manera:

$$R = Q = \sum_{i=1}^{n} Q_{A1} + Q_{A2} + Q_{A3} + Q_n = 10850{,}53 \text{ kN}$$

El punto donde actúa la resultante es:

Con respecto a X:

$$X_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot Xi}{Q} = \frac{155394{,}47}{10850{,}53} = 14{,}32 \text{ m}$$

Con respecto a Y:

$$Y_R = \frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i \cdot Xi}{Q} = \frac{115448{,}03}{10850{,}53} = 10{,}64 \text{ m}$$

- **Cálculo de las excentricidades**

Una vez determinada la resultante y sus coordenadas, se procede al cálculo de las excentricidades correspondientes, utilizando como referencia el eje de coordenadas establecido.

Excentricidad en X

$$e_x = \left|X_R - X_{cg}\right| = |14{,}32 - 14{,}375| = 0{,}055 \text{ m}$$

Excentricidad en Y

$$e_y = \left|Y_R - Y_{cg}\right| = |10{,}64 - 10{,}45| = 0{,}19 \text{ m}$$

Se verifica la resultante debe ubicarse dentro del núcleo central cumpliendo las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \qquad e_y \leq \frac{B}{6}$$

$$0{,}055 \leq 4{,}79 \qquad 0{,}19 \leq 3{,}48$$

Si las expresiones anteriores se cumplen, se verifica que la resultante R se ubica dentro del núcleo central de la losa, garantizando la estabilidad frente al volteo. En caso contrario, la resultante queda fuera del núcleo central, lo que indica una tendencia a la inclinación o rotación de la losa hacia alguno de sus bordes. Bajo esta condición, es necesario modificar las dimensiones B y L de la losa de fundación.

- **Análisis de presiones**

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

$I_x = 21872{,}35 \text{ m}^4 \qquad I_y = 41388{,}40 \text{ m}^4$

$Q = 10850{,}53 \text{ kN}$

$A = 600{,}88 \text{ cm}^2$

$e_x = 0{,}055\ \text{m}$ $e_y = 0{,}19\ \text{m}$

$$M_x = Q \cdot e_y = 10850{,}53 \cdot 0{,}19 = 2061{,}60\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = Q \cdot e_x = 10850{,}53 \cdot 0{,}055 = 596{,}78\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y}$$

$$q = \frac{10850{,}53}{600{,}88} \pm \frac{2061{,}60 \cdot y}{21872{,}35} \pm \frac{596{,}78 \cdot x}{41388{,}40}$$

$$q = 18{,}06\ \text{kN/m}^2 \pm 0{,}0144 \cdot x \pm 0{,}0942 \cdot y$$

De acuerdo con el estudio de suelos, la capacidad admisible del terreno es de $0{,}45\ \text{kg/cm}^2$ Por lo tanto, se debe garantizar que en ningún punto de la losa de fundación se exceda dicho valor. En el presente análisis se verifica que esta condición se cumple satisfactoriamente.

$$q \leq q_{adm}$$

Tabla 3.16 Presión admisible bajo las columnas

COLUMNA	DIMENSION (cm)	CARGA Qi (Kn)	Distancia en Xi (m)	Distancia en Yi (m)	Xcg-X (m)	Ycg-y (m)	Presion q kN/m2	Presion q kg/cm2
A1	30X35	189.29	0.65	0.68	13.73	9.78	18.85	0.19
A2	35X40	273.24	0.68	7.55	13.70	2.90	18.34	0.19
A3	35X40	247.33	0.68	10.95	13.70	-0.50	18.09	0.18
A4	35X40	293.23	0.68	17.80	13.70	-7.35	17.58	0.18
A5	40X35	72.3	0.70	20.23	13.68	-9.78	17.40	0.18
B1	35X35	274.34	4.63	0.68	9.75	9.78	18.79	0.19
B2	35X40	382.86	4.63	7.55	9.75	2.90	18.28	0.19
B3	35X40	340.38	4.63	10.95	9.75	-0.50	18.03	0.18
B4	35X35	430.28	4.63	17.83	9.75	-7.38	17.52	0.18
C1	35X30	274.56	8.58	0.65	5.80	9.80	18.74	0.19
C2	30X35	403.85	8.60	7.58	5.78	2.88	18.22	0.19
C3	30X35	354.9	8.60	10.93	5.78	-0.48	17.98	0.18
C4	35X35	450.55	8.58	17.83	5.80	-7.38	17.47	0.18
B'5	35X30	127.52	7.60	20.25	6.78	-9.80	17.30	0.18
D1	35X30	270.27	12.73	0.65	1.65	9.80	18.68	0.19
D2	35X35	402.48	12.73	7.58	1.65	2.88	18.17	0.19
D3	30X35	355.2	12.70	10.93	1.68	-0.48	17.92	0.18
D4	35X30	444.98	12.73	17.85	1.65	-7.40	17.41	0.18
D'5	35X30	117.82	14.55	20.25	0.18	-9.80	17.21	0.18
E1	35X35	257.94	16.63	0.68	2.25	9.78	18.68	0.19
E2	30X35	344.09	16.63	7.58	2.25	2.88	18.17	0.19
E3	30X35	326.38	16.63	10.93	2.25	-0.48	17.93	0.18
E4	35X30	413.11	16.63	17.85	2.25	-7.40	17.41	0.18
F1	35X35	260.76	20.73	0.68	6.35	9.78	18.74	0.19
F2	30X35	354.06	20.70	7.58	6.33	2.88	18.23	0.19
F3	30X35	321.14	20.70	10.93	6.33	-0.48	17.98	0.18
F4	35X30	399.15	20.73	17.85	6.35	-7.40	17.47	0.18
F'5	35X30	125.71	21.55	20.25	7.18	-9.80	17.31	0.18
G1	35X35	276.7	24.58	0.68	10.20	9.78	18.80	0.19
G2	30X35	375.39	24.60	7.58	10.23	2.88	18.29	0.19
G3	30X35	339.46	24.60	10.93	10.23	-0.48	18.04	0.18
G4	35X30	439.48	24.58	17.85	10.20	-7.40	17.53	0.18
H1	30X35	159.61	28.60	0.68	14.23	9.78	18.86	0.19
H2	35X35	229.3	28.58	7.58	14.20	2.88	18.35	0.19
H3	35X35	206.41	28.58	10.93	14.20	-0.48	18.10	0.18
H4	35X40	250.9	28.58	17.80	14.20	-7.35	17.59	0.18
H5	40X35	65.56	28.55	20.23	14.18	-9.78	17.41	0.18

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que la presión admisible sea mayor a la calculada, se cumple con la condición de hundimiento.

- **Determinar la altura efectiva de la losa de fundación**

El dimensionamiento en elevación de la altura de la losa se realizará verificando que el hormigón resista a punzonamiento debajo de la columna más solicitada.

Se asume una altura de 35 cm con un recubrimiento de 5 cm y sus respectivos diámetro longitudinal y transversal de la losa:

$$d = H - r_{min} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

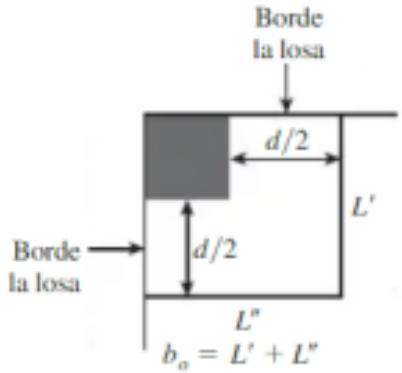
$$d = 40 - 5 - 1{,}2 - \frac{1{,}2}{2} = 33{,}2 \text{ cm}$$

- **Verificación a corte por punzonamiento**

Columna de esquina

No se tiene una columna esquinera en la losa.

Figura 3.47 Perímetro crítico para columna esquinera



Fuente: Diseño de losa de fundación. Sebastián Loyo

Columna de borde o lateral

Se tienen columna en el borde de la losa de dimensiones de 35x40 cm, analizamos la columna H4 con $V_u = 310{,}48$ kN.

$a = 35$ cm

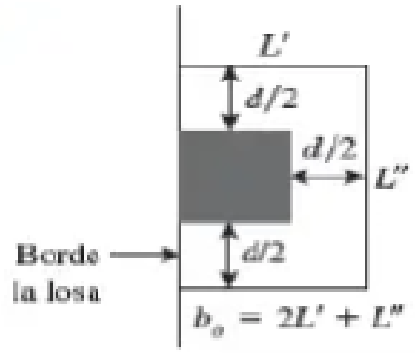
$b = 40$ cm

$$L' = a + \frac{d}{2}$$

$$L'' = b + 2 \cdot \frac{d}{2} = b + d$$

$$bo = 2L' + L'' = 2a + 2d + b = 2(35) + 2(33{,}2) + 45 = 181{,}4 \text{ cm}$$

Figura 3.48 Perímetro crítico para columna de borde



Fuente: Diseño de losa de fundación. Sebastián Loyo

Se debe cumplir la siguiente relación para que el hormigón resista el punzonamiento:

$$V_u \leq \phi V_c \qquad \phi = 0{,}75$$

a) $V_c1 = 1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c1 = 1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 181{,}4 \cdot 33{,}2 = 104746{,}14 \text{ kgf}$$

$$V_c1 = 1027{,}56 \text{ kN}$$

b) $V_c2 = 0{,}53 \cdot \left[1 + \frac{2}{\beta}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c2 = 0{,}53 \cdot \left[1 + \frac{2}{1}\right] \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 181{,}4 \cdot 33{,}2 = 151405{,}79 \text{ kgf}$$

$$V_c2 = 1485{,}29 \text{ kN}$$

c) $V_c3 = 0{,}27 \cdot \left[2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c3 = 0{,}27 \cdot \left[2 + \frac{30 \cdot 33{,}2}{181{,}4}\right] \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 181{,}4 \cdot 33{,}2 = 192578{,}19 \text{ kgf}$$

$$V_c3 = 1889{,}28 \text{ kN}$$

Usamos el menor valor obtenido:

$$V_c = 1027{,}56 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$310{,}48 \text{ kN} \leq 770{,}67 \text{ kN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Columna central

La columna central más solicitada es la columna C4 con dimensiones de 35x35 cm con una carga axial mayorada de $V_u = 573{,}95$ kN.

$a = 35$ cm

$b = 35$ cm

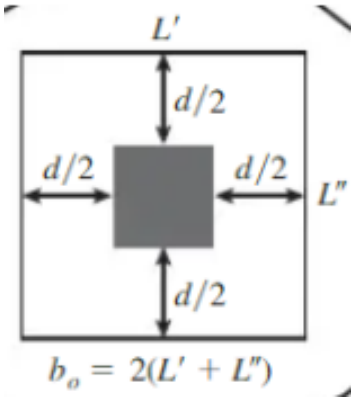
$L' = a + d$

$L'' = b + d$

$$b_o = 2 \cdot (L' + L'') = 2(a + d + d + b) = 2(a + 2d + b) = 2(35 + 2 \cdot 33{,}2 + 35)$$

$$b_o = 272{,}8 \text{ cm}$$

Figura 3.49 Perímetro crítico para columna central



Fuente: Diseño de losa de fundación. Sebastián Loyo

Se tiene que cumplir la siguiente relación para que el hormigón resista el punzonamiento

$$V_u \leq \phi V_c \qquad \phi = 0{,}75$$

a) $V_c 1 = 1{,}1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c1 = 1{,}1 \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 272{,}8 \cdot 33{,}2 = 157523{,}42 \text{ kgf}$$

$$V_c1 = 1545{,}30 \text{ kN}$$

b) $V_c2 = 0{,}53 \cdot \left[1 + \frac{2}{\beta}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c2 = 0{,}53 \cdot \left[1 + \frac{2}{1}\right] \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 272{,}8 \cdot 33{,}2 = 227692{,}95 \text{ kgf}$$

$$V_c2 = 2233{,}67 \text{ kN}$$

c) $V_c3 = 0{,}27 \cdot \left[2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right] \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c3 = 0{,}27 \cdot \left[2 + \frac{30 \cdot 33{,}2}{272{,}8}\right] \cdot 1 \cdot \sqrt{250} \cdot 272{,}8 \cdot 33{,}2 = 226886{,}64 \text{ kgf}$$

$$V_c3 = 2225{,}76 \text{ kN}$$

Usamos el menor valor obtenido:

$$V_c = 1545{,}30 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$573{,}95 \text{ kN} \leq 1158{,}97 \text{ kN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Cumple con la condición, por lo tanto, la altura total de la losa de cimentación será de 40 cm.

- **Procedimiento para la determinación de acero de refuerzo en la losa de cimentación**

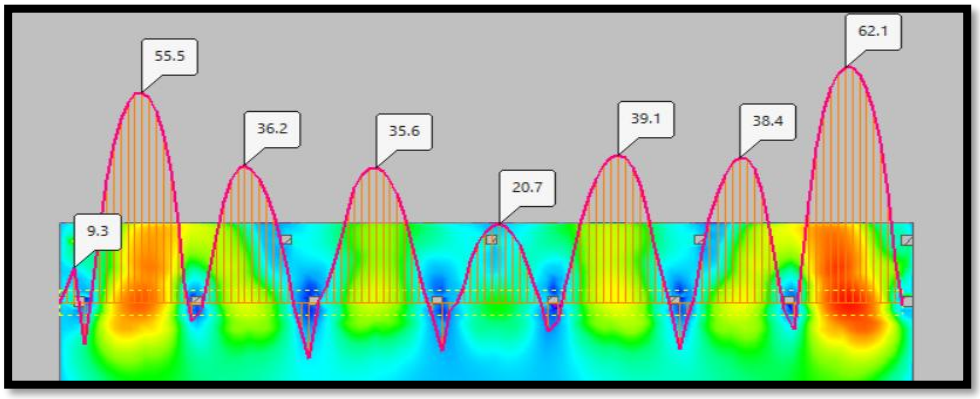
Los diagramas de momentos y cortantes fueron obtenidos por el programa cypecad.

Diagrama de momentos:

MOMENTO EN X

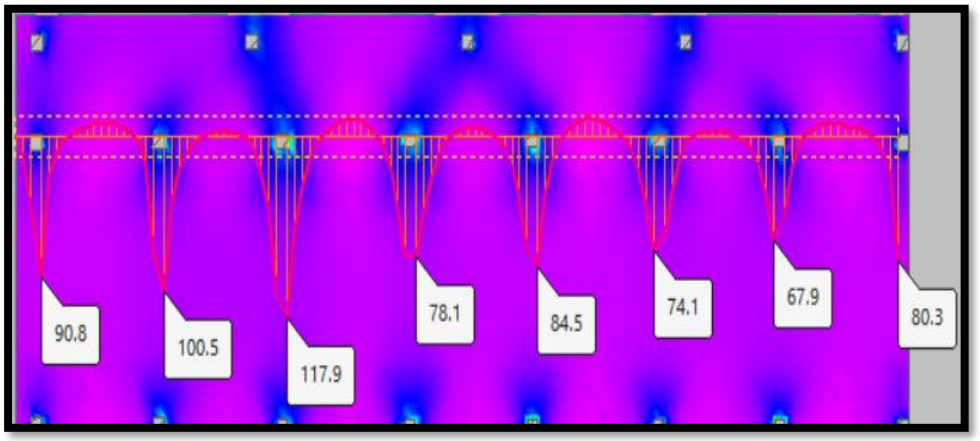
Figura 3.50 Diagrama de momentos en X en losa de fundación

Superior Negativo



$$M_u = -62{,}1\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

Inferior Positivo



$$M_u = +117{,}90\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

Fuente: Elaboración propia. (cypecad)

- **Diseño a flexión**

Datos:

H = altura de la losa de cimentación = 40 cm

r_{min} = recubrimiento mínimo = 5 cm

$\emptyset_{long}$ = 12 mm

$\emptyset_{transv} = 12\ mm$

$B = ancho\ o\ base\ de\ la\ franja\ de\ estudio = 1m$

Determinamos el peralte efectivo:

$$d = H - r_{min} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 40 - 5 - 1{,}2 - \frac{1{,}2}{2} = 33{,}2\ cm$$

El área de acero de refuerzo mínimo será:

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{fy} \cdot (Ag)$$

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{500} \cdot (100\ cm \cdot 40\ cm) = 6.05\ cm^2$$

Se dispondrá de armadura base $\emptyset 12mm\ c/15\ cm = 7{,}54\ cm^2$

El cálculo del acero superior e inferior para el momento de diseño:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$M_u = -62{,}1\ kN\ \cdot m/m$ $\qquad$ $M_u = +117{,}90\ kN\ \cdot m/m$

$A_s = 4{,}21\ cm^2\ (Superior)$ $\qquad$ $A_s = 8{,}13\ cm^2 (Inferior)$

La armadura de refuerzo que se requiere por debajo de la columna C4 (35X35) es:

$$A_{s.ref} = A_{s.req} - A_{s.min}$$

$$A_{s.ref} = 8{,}13 - 7{,}54 = 0{,}59\ cm^2$$

Se dispondrá armadura de refuerzo $\emptyset 10\ mm\ c/15cm$

La armadura inferior debajo de las columnas será:

$$\emptyset 12mm\ c/15cm + \emptyset 10\ mm\ c/15cm$$

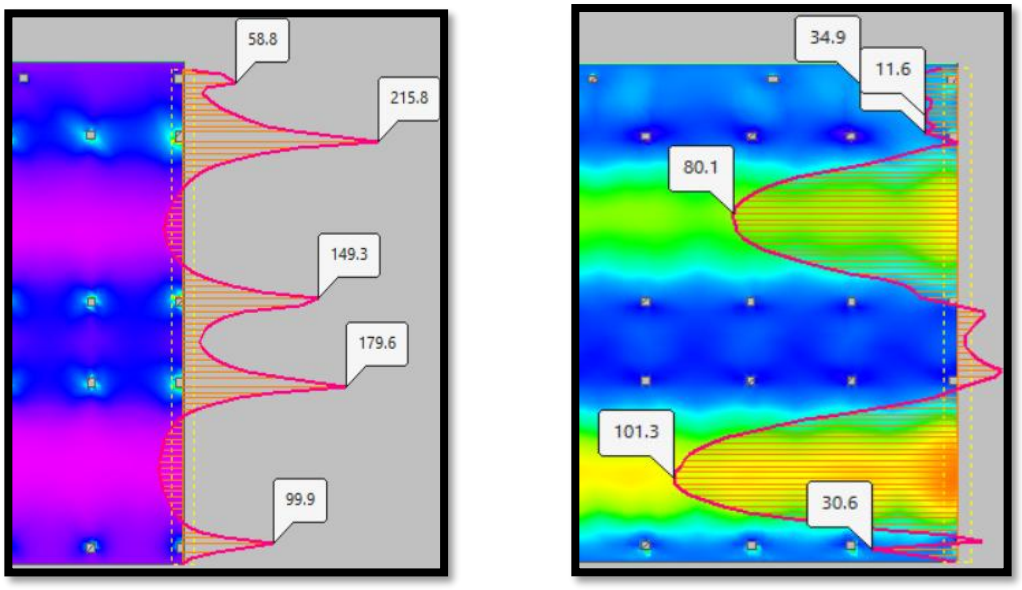
La armadura superior se mantiene con la armadura mínima

Ø12mm c/15cm

MOMENTO EN Y

Figura 3.51 Diagrama de momentos en Y en losa de fundación

Superior Negativo **Inferior Positivo**



$M_u = -101{,}30\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$ $M_u = +215{,}80\ \text{kN}\cdot\text{m/m}$

Fuente: Elaboración propia. (Cypecad)

- **Diseño a flexión**

Datos:

H = altura de la losa de cimentación = 40 cm

r_{min} = recubrimiento mínimo = 5 cm

$\emptyset_{long} = 12$ mm

$\emptyset_{transv} = 12$ mm

B = ancho o base de la franja de estudio = 1m

Determinamos el peralte efectivo:

$$d = H - r_{min} - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 40 - 5 - 1{,}2 - \frac{1{,}2}{2} = 33{,}2 \text{ cm}$$

El área de acero de refuerzo mínimo será:

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{fy} \cdot (Ag)$$

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{500} \cdot (100 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}) = 6.05 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de armadura base $\emptyset 12\text{mm c}/15 \text{ cm} = 7{,}54 \text{ cm}^2$

El cálculo del acero superior e inferior para el momento de diseño:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$M_u = -101{,}30 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ $\qquad$ $M_u = +215{,}80 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

$A_s = 6{,}95 \text{ cm}^2$ (Superior) $\qquad$ $A_s = 15{,}27 \text{ cm}^2$(Inferior)

La armadura de refuerzo que se requiere por debajo de la columna H4 (35X40) es:

$$A_{s.ref} = A_{s.req} - A_{s.min}$$

$$A_{s.ref} = 15{,}27 - 7{,}54 = 7{,}73 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá armadura de refuerzo $\emptyset 16 \text{ mm c}/15\text{cm}$

La armadura inferior debajo de la columna H4 será:

$$\emptyset 12\text{mm c}/15\text{cm} + \emptyset 16 \text{ mm c}/15\text{cm}$$

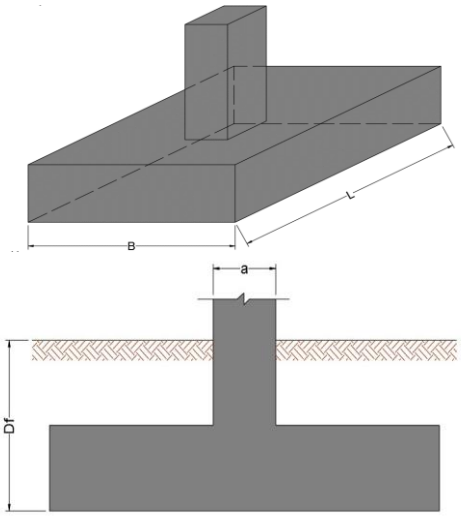
La armadura superior se mantiene con la armadura mínima

$$\emptyset 12\text{mm c}/15\text{cm}$$

- **Cálculo del módulo de balasto**

Datos:

Figura 3.52 Esquema de fundación



Fuente: Elaboración propia.

$B = 20{,}90\ \text{m}$

$L = 28{,}75\ \text{m}$

$N_{spt} = 5$

$D_f = 1{,}70\ \text{m}$

$D_w = 3\text{m}$

$\%_{\text{ARENAS}} = 63{,}1\%$

$\%_{\text{COHESIVOS}} = 36{,}9\%$

Para Arenas

$$K_{B,L}\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 10^{\frac{N+2}{34}}\left(\frac{B+0{,}3}{2\cdot B}\right)^2 = 10^{\frac{5+2}{34}}\left(\frac{20{,}90+0{,}3}{2\cdot 20{,}90}\right)^2 = 0{,}4132\ \text{kg/cm}^3$$

Para Cohesivos

$$k\left(\frac{t}{m^3}\right) = 40\cdot N\frac{1}{B}\left(1+\frac{B}{2L}\right) = 40\cdot 5\frac{1}{20{,}90}\left(1+\frac{20{,}90}{2\cdot 28{,}75}\right) = 13{,}04\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0{,}013\ \text{kg/cm}^3$$

Para un suelo en transición

$$k = \frac{\%_{\text{COHESIVOS}}}{100}\cdot k_{\text{cohesivos}} + \frac{\%_{\text{ARENAS}}}{100}\cdot k_{\text{arenas}}$$

$$k = \frac{36{,}9}{100}\cdot 0{,}013 + \frac{63{,}1}{100}\cdot 0{,}4132 = 0{,}2655\ \text{kg/cm}^3$$

Corrección por desplante

$$C_d = \left(1+2\cdot\frac{Df}{B}\right) = \left(1+2\cdot\frac{1{,}70}{20{,}90}\right) = 1{,}163$$

$$k_1 = k\cdot C_d = 0{,}2655\cdot 1{,}163 = 0{,}3088\ \text{kg/cm}^3$$

Corrección por nivel freático

$$C_w = 0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{D_w}{D_f + B}\right) = 0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{3}{1{,}7 + 20{,}90}\right) = 0{,}566$$

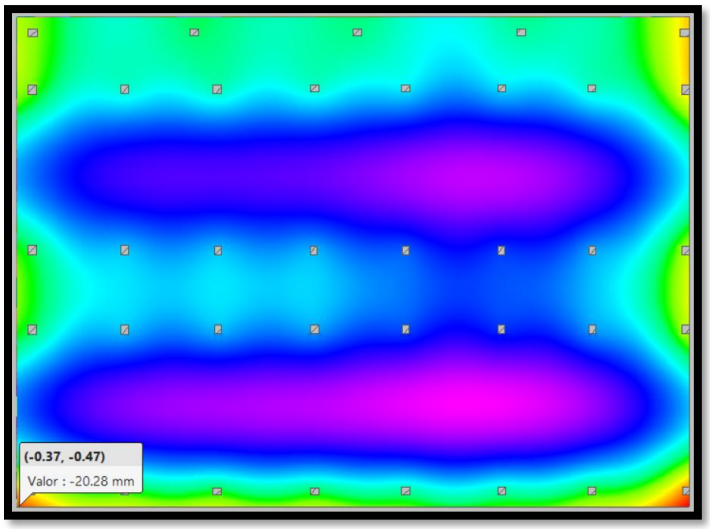
$$k_2 = k_1 \cdot C_w = 0{,}3088 \cdot 0{,}566 = 0{,}1748\ \text{kg/cm}^3$$

$$K = 1714{,}11\ \text{kN/m}^3$$

Este coeficiente de balasto es un parámetro fundamental que se incorpora en el software Cypecad para obtener los esfuerzos y asentamientos que experimenta la losa de fundación. Estos resultados permiten realizar una verificación estructural contrastándolos con el cálculo manual.

- **Verificación de asentamientos**

Figura 3.53 Asentamientos instantáneos en losa de fundación

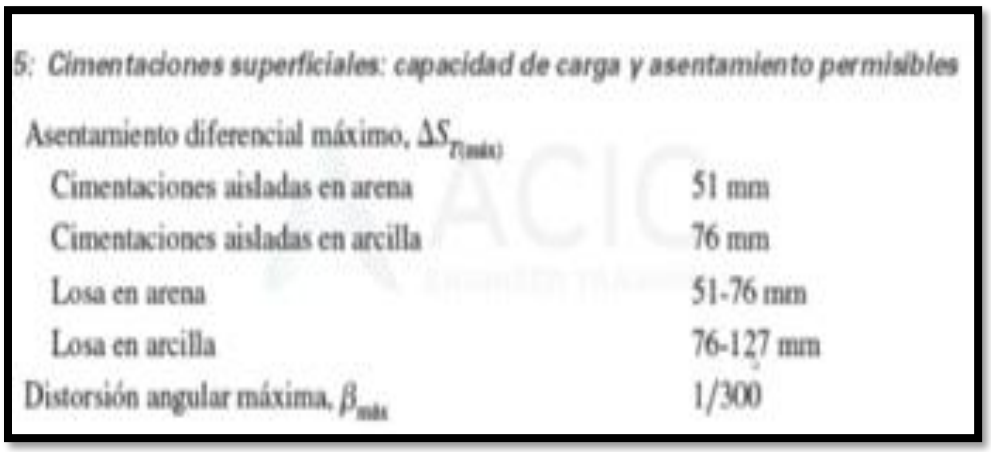


Fuente: Elaboración propia. (Cypecad)

$$\Delta_i = 20{,}28\ \text{mm}$$

Los asentamientos máximos permisibles son:

Figura 3.54 Asentamientos diferenciales totales tolerables



5: Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento permisibles

Asentamiento diferencial máximo, $\Delta S_{T(máx)}$	
Cimentaciones aisladas en arena	51 mm
Cimentaciones aisladas en arcilla	76 mm
Losa en arena	51-76 mm
Losa en arcilla	76-127 mm
Distorsión angular máxima, $\beta_{máx}$	1/300

Fuente: Foundation settlements "Bowles 1996" pag. 339

El asentamiento total será el asentamiento elástico o instantáneo multiplicado por un factor que depende del tipo de suelo ya sea área o cohesivos.

Para arenas=1,5 Para cohesivos=2

Como se trata de un suelo en compuesto por los dos tipos de suelos se hace una ponderación que nos da:

FS=1,68

$$\Delta_{\mathrm{TOTAL}} = \mathrm{FS} \cdot \Delta_{\mathrm{i}} = 1{,}68 \cdot 20{,}28\ \mathrm{mm} = 34{,}07\ \mathrm{mm}$$

$$\Delta_{\mathrm{TOTAL}} \leq (51 - 127)$$

$$34{,}07 \leq (51 - 127) \quad ¡\mathrm{CUMPLE!}$$

3.4.7 Estructuras complementarias

3.4.7.1 Diseño de Escalera de H° A°

El cálculo estructural de la escalera perteneciente al proyecto fue realizado inicialmente mediante el software Cypecad. En esta sección se desarrolla el diseño manual de la Escalera N°1, con el propósito de obtener una armadura similar a la que proporciona el programa. Cabe destacar que Cypecad emplea un método riguroso basado en elementos finitos, mientras

que para el cálculo manual se idealizara la escalera como un elemento lineal tipo viga, permitiendo efectuar una verificación aproximada y coherente con el modelo computacional.

Geometría

Ambito = 1,80 m

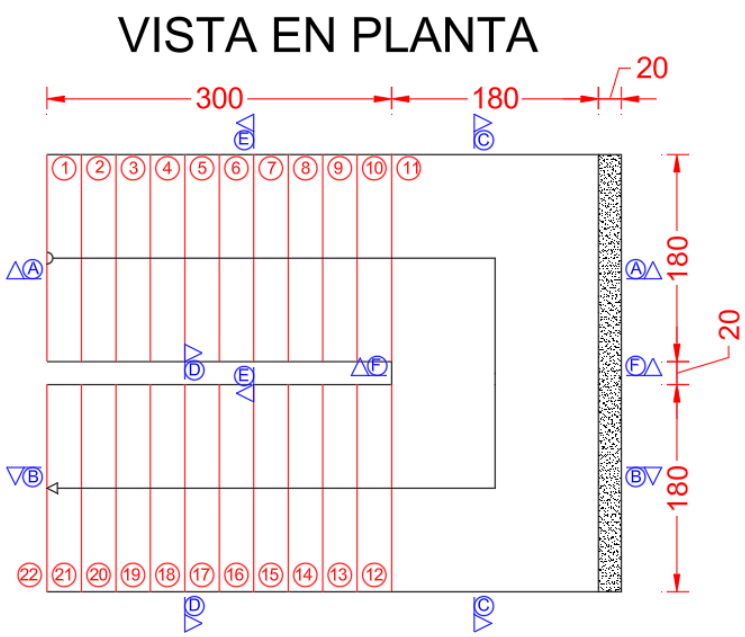
Espesor = 0,20 m

Huella = 0,30 m

Contrahuella = 0,18 m

N° de escalones = 22

Figura 3.55 Escalera vista en planta



Fuente: Elaboración propia.

Cargas

Peso propio = 5,0 kN/m²

Peldaneado = 1,93 kN/m²

Barandillas = 1 kN/m

Solado = 1 kN/m²

Sobrecarga de uso = 4 kN/m²

Análisis de Cargas

- **Peso debido a los peldaños**

Volumen de peldaños (m^3)

$$V = \left[\left(\frac{\text{huella} \cdot \text{contrahuella}}{2}\right) \cdot \text{ancho}\right] \cdot \text{N° de escalones}$$

$$V = \left[\left(\frac{0{,}30 \cdot 0{,}18}{2}\right) \cdot 1{,}80\right] \cdot 22 = 1{,}07\ m^3$$

Área de losa rampa (m^2)

$$A = \left[\sqrt{(0{,}30^2 + 0{,}18^2)} \cdot 22\right] \cdot 1{,}8 = 13{,}85\ m^2$$

Peso de peldaños (kN)

$$P = 25\ \frac{kN}{m^3} \cdot 1{,}07\ m^3 = 26{,}75\ kN$$

$$C_{peldanos} = \frac{P}{A} = \frac{26{,}75}{13{,}85} = 1{,}93\ kN/m^2$$

- **Peso debido a la losa**

$$C_{losa} = 25\frac{kN}{m^3} \cdot 0{,}20 = 5\ kN/m^2$$

- **Peso de Baranda**

$$C_{baranda} = 1\ kN/m$$

- **Peso de Solado**

$$C_{solado} = 1\ kN/m^2$$

- **Peso debido a la Sobrecarga de uso**

$$Cv = 4\ kN/m^2$$

Tabla 3.17 Resumen de Cargas de escalera

	Conversión	Cargas (kN/m)
Peldaños	$1{,}93\ kN/m^2 \cdot 1{,}80\ m =$	3,47
Losa	$5{,}0\ kN/m^2 \cdot 1{,}80\ m =$	9,0
Baranda		1,0
Solado	$1{,}0\ kN/m^2 \cdot 1{,}80\ m =$	1,80
Sobrecarga	$4{,}0\ kN/m^2 \cdot 1{,}80\ m =$	7,2

Distribución de cargas en la rampa y descanso

- **RAMPA**

Las cargas que actúan en la rampa son:

Peldaños =3,47 kN/m

Losa =9,0 kN/m

Baranda =1,00 kN/m

Solado =1,80 kN/m

Sobrecarga =7,2 kN/m

CM=Peldaño + Losa + Baranda + Solado =15,27 KN/m

CV= 7,2 kN/m

La combinación será:

$$U = 1{,}6 \cdot CM + 1{,}6 \cdot CV$$

$$U = 1{,}6 \cdot 15{,}27 + 1{,}6 \cdot 7{,}2 = \mathbf{35{,}95\ kN/m}$$

- **DESCANSO**

Las cargas que actúan en el descanso son:

Losa =9,0 kN/m

Baranda =1,00 kN/m

Solado =1,80 kN/m

Sobrecarga =7,20 kN/m

CM= Losa + Baranda + Solado =11,80 kN/m

CV= 7,2 kN/m

La combinación será:

$$U = 1{,}6 \cdot CM + 1{,}6 \cdot CV$$

$$U = 1{,}6 \cdot 11{,}8 + 1{,}6 \cdot 7{,}2 = \mathbf{30{,}4\ kN/m}$$

TRAMO A-A

La longitud inclinada del tramo idealizado es:

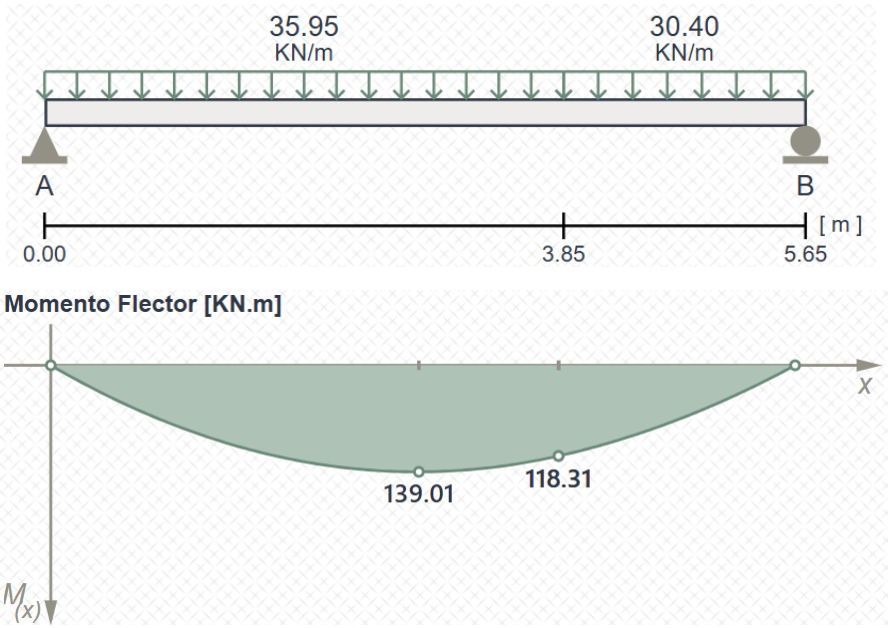
$$L_1 = \left(\sqrt{(0{,}30)^2 + (0{,}18)^2}\right) \cdot 11 = 3{,}85\ m$$

La longitud del descanso es:

$$L_2 = 1{,}80\ m$$

El tramo se analiza idealizando, primero, como una viga simplemente apoyada para determinar el momento flector positivo máximo y posteriormente como una viga con ambos extremos empotrados con el fin de obtener el momento máximo negativo.

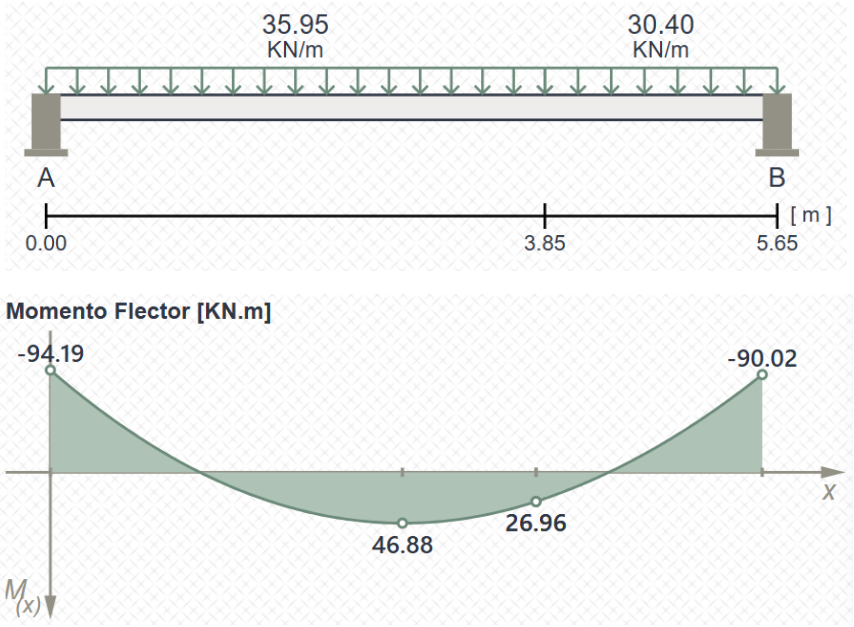
Figura 3.56 Momento flector en viga simplemente apoyada



$$M_{max}(+) = 139{,}01\ \text{kN} \cdot \text{m}$$

Fuente: https://civilcalc.com/calculadora-vigas

Figura 3.57 Momento flector en viga empotrada



$$M_{max}(-) = 94{,}19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fuente: https://civilcalc.com/calculadora-vigas

Diseño armadura longitudinal

- **Armadura longitudinal positiva**

Momento de diseño=139,01 kN · m

$b = 180$ cm

$F'c = 25$ MPa

$r_{min} = 3$ cm

Canto útil

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

Cálculo del acero:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 139{,}01 \cdot 1000}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 25 \cdot 180}} = 2{,}57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot 25 \cdot 180 \cdot 2{,}57}{500} = 19{,}66 \text{ cm}^2$$

Cálculo de armadura mínima

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \qquad A_{s.min.2} = \frac{1{,}4}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 180 \cdot 17 = 7{,}65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.min.2} = \frac{1{,}4}{500} \cdot 180 \cdot 17 = 8{,}57 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura que se toma en cuenta es $19{,}66 \text{ cm}^2$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset = 16 \text{ mm con un área de As} = 2{,}01 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm con un área de As} = 1{,}13 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm con un área de As} = 0{,}79 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm con un área de As} = 0{,}50 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de un solo diámetro en toda la sección

$10\emptyset 16$ mm $\quad As = 20{,}11 \text{ cm}^2$

Cumple con la armadura necesaria

Espaciamiento

$$s = \frac{a}{n-1} = \frac{180 \text{ cm}}{10-1} = 20{,}0 \text{ cm}$$

Resultado:

$\emptyset 16$ c/20 cm

- **Armadura longitudinal negativa**

Momento de diseño=94,19 kN · m

$b = 180\ cm$

$F'c = 25\ MPa$

$r_{min} = 3\ cm$

Canto útil

$$d = 20 - 3 = 17\ cm$$

Cálculo del acero:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot 1000}{0{,}85 \cdot \emptyset_b \cdot f'c \cdot b}} \qquad A_s = \frac{0{,}85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \cdot 94{,}19 \cdot 1000}{0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 25 \cdot 180}} = 1{,}69\ cm$$

$$A_s = \frac{0{,}85 \cdot 25 \cdot 180 \cdot 1{,}69}{500} = 12{,}93\ cm^2$$

Cálculo de armadura mínima

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \qquad A_{s.min.2} = \frac{1{,}4}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s.min.1} = \frac{\sqrt{25}}{4 \cdot 500} \cdot 180 \cdot 17 = 7{,}65\ cm^2$$

$$A_{s.min.2} = \frac{1{,}4}{500} \cdot 180 \cdot 17 = 8{,}57\ cm^2$$

Por lo tanto, la armadura que se toma en cuenta es $12{,}93\ cm^2$

Se consideran los siguientes diámetros:

$$\emptyset = 16\ mm \text{ con un area de } As = 2{,}01\ cm^2$$

$$\emptyset = 12\ mm \text{ con un area de } As = 1{,}13\ cm^2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm con un area de As} = 0{,}79 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm con un area de As} = 0{,}50 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de un solo diámetro en toda la sección

$$\mathbf{10\emptyset 8\ mm + 10\emptyset 12\ mm} \qquad \text{As} = 16{,}34 \text{ cm}^2$$

Cumple con la armadura necesaria

Espaciamiento

$$s = \frac{a}{n-1} = \frac{180 \text{ cm}}{10-1} = 20 \text{ cm}$$

Resultado:

$$\mathbf{\emptyset 8\ c/20\ cm + \emptyset 12\ c/20\ cm}$$

- **Armadura transversal**

Para armadura transversal se optará por colocar armadura mínima de retracción o de temperatura

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{fy} \cdot (Ag)$$

$$A_s = \frac{0{,}0018 \cdot 420}{500} \cdot (100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}) = 3{,}02 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de un solo diámetro en toda la sección

$$\mathbf{6\emptyset 8\ mm} \qquad \text{As} = 3{,}02 \text{ cm}^2$$

Cumple con la armadura necesaria

Espaciamiento

$$s = \frac{a}{n-1} = \frac{100 \text{ cm}}{6-1} = 20 \text{ cm}$$

Resultado:

Ø8 c/20 cm

Por lo tanto, la escalera de H° A° se deberá usar:

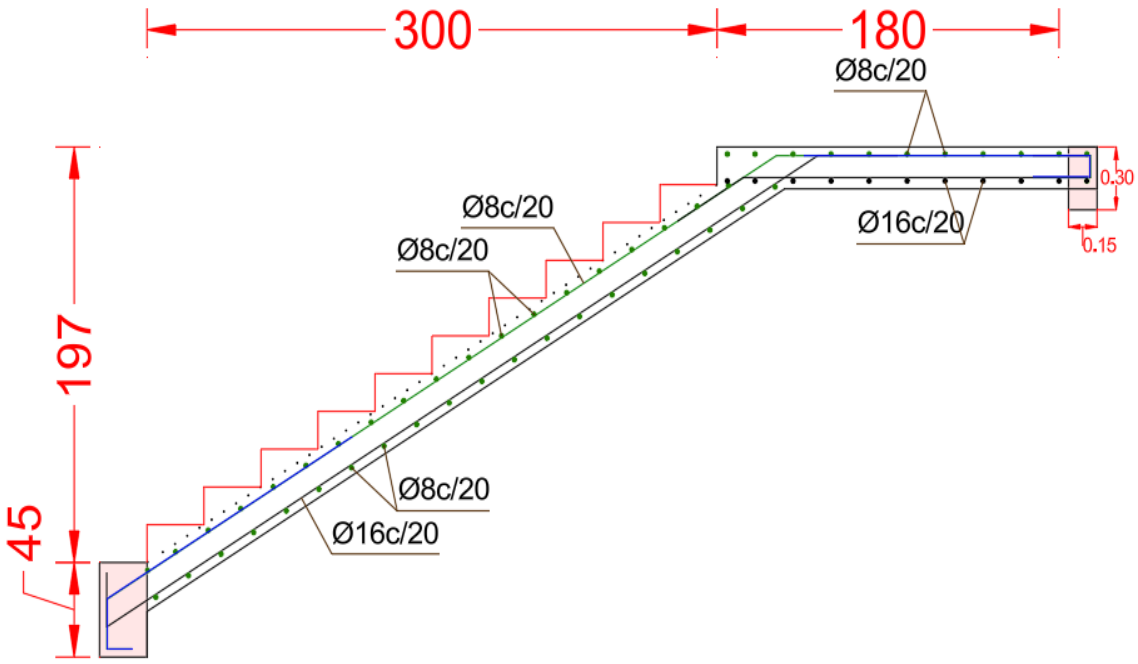
Armadura Longitudinal (+) USAR **Ø16 c/20 cm**

Armadura Longitudinal (-) USAR **Ø8 c/20 cm + (Ø12 c/20 cm, en los extermos)**

Armadura Transversal (+) y (-) USAR **Ø8 c/20 cm**

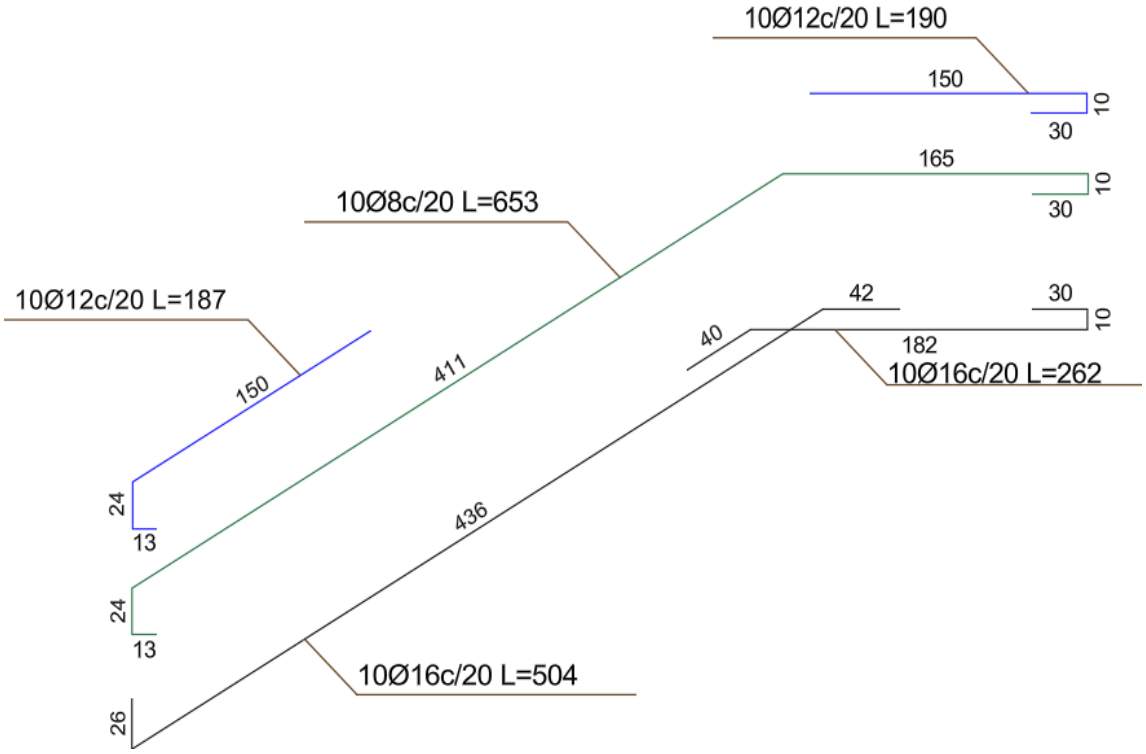
Ver despiece en anexos de los planos

Figura 3.58 Sección transversal de la escalera (Armadura)



Fuente: Elaboración propia (AutoCAD)

Figura 3.59 Despiece de armadura de escalera



Fuente: Elaboración propia (AutoCAD)

3.5 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

3.5.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas establecen los requisitos y métodos que deberán aplicarse en la totalidad de los trabajos constructivos.

Constituyen el único documento que delimita las responsabilidades de la administración del proyecto durante su ejecución. (consultar Anexo III).

3.5.2 Análisis de precios unitarios

Se efectuó el análisis de precios unitarios para cada ítem correspondiente a la obra gruesa.

Las respectivas plantillas se detallan en el anexo V.

3.5.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos se encuentran especificados en el anexo IV.

3.5.4 Presupuesto

El presupuesto fue calculado a partir de los cómputos métricos y de los precios unitarios asignados a cada ítem.

Este presupuesto se encuentra detallado en el anexo VI.

3.5.5 Planeamiento y cronograma

El plazo total de ejecución del proyecto es 283 días calendario.

Se detalla en el anexo VII.

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO-APLICACIÓN DE LA NORMA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO NBDS 2023

4 APORTE ACADÉMICO

4.1 Marco teórico o alcance del aporte

4.1.1 Introducción

El propósito de la norma NBDS es establecer los criterios mínimos que deben cumplirse en el diseño sísmico de edificaciones y obras civiles.

En conjunto con normas específicas como la NB 1225001, esta regulación busca garantizar que las estructuras cumplan con los siguientes objetivos:

- Las edificaciones diseñadas según esta norma deben ser capaces de soportar un sismo con un periodo de retorno de 475 años, las estructuras deben presentar únicamente daños leves, tanto en sus elementos estructurales como no estructurales.

El objetivo primario es salvaguardar la vida e integridad física de las personas reduciendo a un mínimo posible la pérdida de vidas humanas.

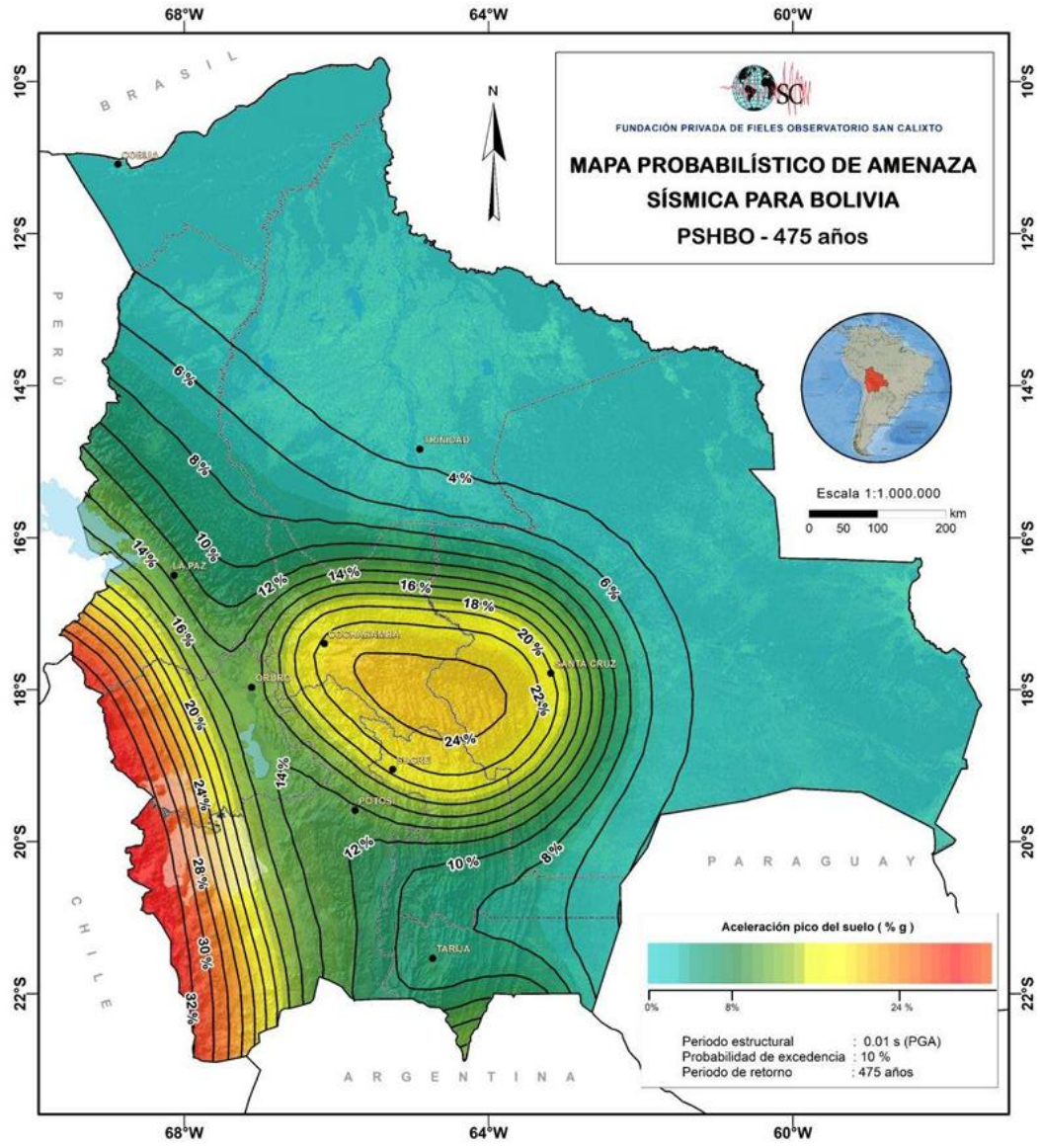
Según la resolución ministerial N° 271, indica que la aplicación de esta norma es obligatoria a nivel nacional, a todo tipo de edificaciones públicas o privadas tales como: Edificios de vivienda, conjuntos habitacionales, comercios, oficinas, hoteles, restaurantes, centros religiosos, teatros, cines, escuelas, hospitales, universidades, etc.

4.1.2 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para Bolivia

El mapa probabilístico de amenaza sísmica para el Estado Plurinacional de Bolivia integra todos los estudios disponibles de sismología y geo amenazas para el territorio nacional. Los valores de aceleración máxima probable obtenidos oscilan entre 4% y 32% de la gravedad.

El mapa probabilístico empleado es el siguiente:

Figura 4.1 Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años



Fuente: NBDS Pág. 6

Para la ciudad de Yacuiba se tiene una aceleración sísmica de 0,12g.

4.1.3 Clasificación de edificios y estructuras

4.1.3.1 Factor de importancia

En función al nivel de seguridad estructural que deben tener ciertas edificaciones, se definen cuatro tipos, asignando un factor de importancia diferente a cada uno:

TABLA 4.1 Factor de importancia de estructura

TIPO	I_e
IV	1,5
III	1,3
II	1,0
I	$Nota_1$

Fuente: NBDS Pág. 16

TIPO IV: Corresponde a las estructuras esenciales que deben permanecer operativas después de un sismo, como hospitales, instalaciones gubernamentales y servicios estratégicos.

TIPO III: Se incluyen edificaciones con alta concentración de personas tales como escuelas, universidades, templos.

TIPO II: Edificaciones habituales tales como vivienda, oficinas, hoteles, restaurantes, etc.

TIPO I: Son aquellas construcciones aisladas o provisorias no destinadas a la habitación.

4.1.4 Clasificación de suelos de fundación

4.1.4.1 Tipos de suelo

Los tipos de suelo se clasifican según la velocidad promedio de la onda de corte, conocida como Vs_{30}. Para los suelos granulares se puede utilizar los valores obtenidos en los ensayos de penetración estándar N_{60}, mientras que para los suelos cohesivos se utiliza la resistencia al corte bajo condiciones no drenadas S_u.

Tabla 4.2 Tipos de suelos

Tipo de suelo	Descripcion
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido o roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: NBDS Pág. 9

Tabla 4.3 Parámetros de determinación del suelo

Tipo de suelo	Vs_{30} (m/s)	N60 (golpes)	Su (KPa)
S0	>1.500	-	-
S1	760 a 1.500	-	-
S2	370 a 760	>50	>100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	<180	<15	<50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: NBDS Pág. 11

4.1.4.2 Coeficiente F_a y F_v

Los coeficientes F_a y F_v están en función de la aceleración máxima del suelo S_0

Tabla 4.4 Coeficiente de sitio de periodo corto F_a

Tipo de suelo	S_0					
	<0,067	0,133	0,200	0,267	0,333	>0,400
S0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
S2	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1	1,1
S3	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1	1,1
S4	2,4	1,7	1,3	1,2	1,2	1,2

Fuente: NBDS Pág. 11

Tabla 4.5 Coeficiente de sitio de periodo largo F_v

Tipo de suelo	S_0					
	<0,053	0,107	0,160	0,213	0,267	>0,320
S0	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S1	0,64	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
S2	1,2	1,3	1,5	1,5	1,5	1,4
S3	2,0	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7
S4	3,5	3,0	2,8	2,4	2,4	2,4

Fuente: NBDS Pág. 12

Se puede realizar una interpolación lineal para valores intermedios.

4.1.5 Categorías de diseño sísmico

A cada estructura se le asigna una categoría de diseño sísmico (CDS) en función del tipo al que pertenece y el nivel de aceleración a la cual va a estar sometida, esta categoría se define según las tablas siguientes, debiendo elegirse la más desfavorable.

Tabla 4.6 Categoría de diseño sísmico en función de F_a, S_0 y tipo de estructura

$F_a \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq F_a \cdot S_0 \leq 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq F_a \cdot S_0 \leq 0{,}200$	B, C	D
$0{,}200 \leq F_a \cdot S_0$	C, D	D

Fuente: NBDS Pág. 17

Tabla 4.7 Categoría de diseño sísmico en función de F_v, S_0 y tipo de estructura

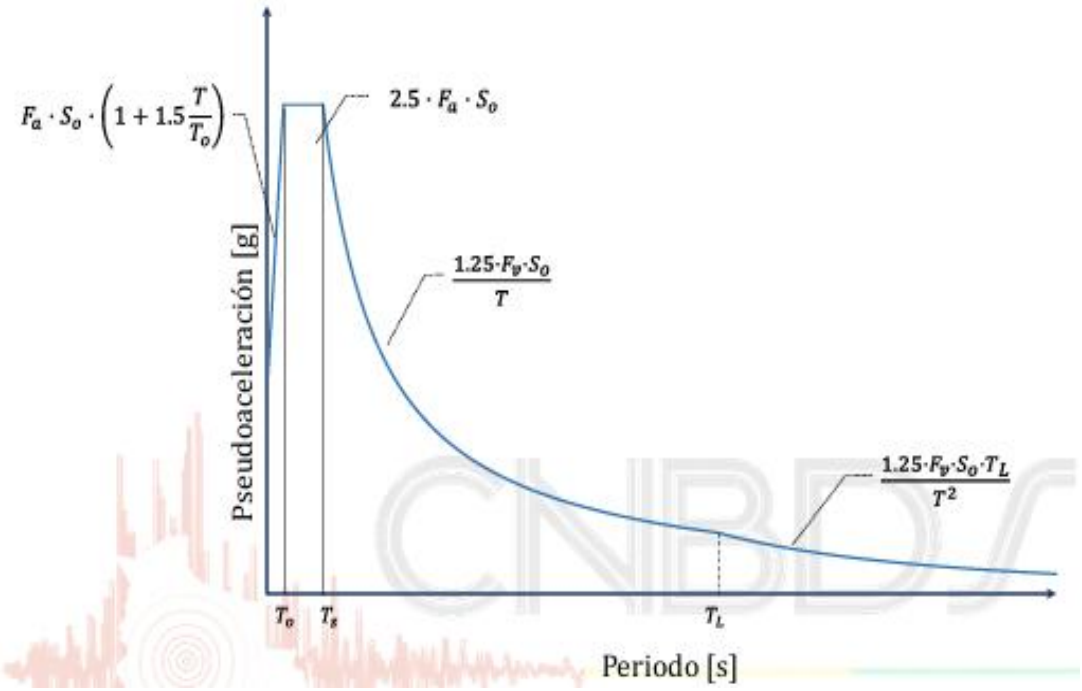
$F_v \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0{,}054$	A	A
$0{,}054 \leq F_v \cdot S_0 \leq 0{,}106$	B	C
$0{,}106 \leq F_v \cdot S_0 \leq 0{,}160$	B, C	D
$0{,}160 \leq F_v \cdot S_0$	C, D	D

Fuente: NBDS Pág. 17

4.1.6 Espectro elástico

El espectro de respuesta elástica es un diagrama utilizado en el ámbito de la ingeniería para representar como una estructura responde a los efectos sísmico. Es una herramienta esencial en el diseño estructural, ya que permite identificar la respuesta máxima esperada de una estructura, ya sea en términos de aceleración.

Figura 4.2 Espectro elástico de pseudoaceleración



Fuente: NBDS Pág. 31

Donde:

Tabla 4.8 Periodos límite inicial, corto y largo

T_0(Inicial)	T_s(Corto)	T_L (Largo)
$0{,}15 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$0{,}5 \cdot \frac{F_v}{F_a}$	$4 \cdot \frac{F_v}{F_a}$

Fuente: NBDS Pág. 32

4.1.7 Espectro de diseño

El espectro de diseño es el espectro elástico afectado por los factores de reducción R, Importancia I_e, y topografía.

$$S_a = \frac{S_{ae} \cdot I_e \cdot \tau}{R}$$

4.1.8 Sistemas estructurales

Para determinar el coeficiente de reducción R es necesario primero determinar el sistema estructural al cual pertenece la estructura.

Siendo estos cinco los más utilizados en estructuras de hormigón armado:

- **Sistemas de pórticos:** Cuando al menos 75% del corte basal es resistido por las columnas, según su categoría pueden ser especiales, intermedios u ordinarios.
- **Sistema de muros:** Estructuras en las que los muros son el principal sistema resistente ante la acción sísmica, resistiendo al menos el 75% de la fuerza cortante basal.
- **Sistemas mixtos o duales:** La fuerza cortante basal es resistida tanto por pórticos, como por muros estructurales, el muro debe resistir al menos entre el 25 y 75% de la fuerza cortante basal.

4.1.9 Coeficiente de reducción R, amplificación C_d y deriva Δ

Tabla 4.9 Coeficiente de R, Cd y Deriva

Sistema Estructural	R	C_d	Δ
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistente a Momentos	8	5,5	0,012
Pórticos Intermedios Resistente a Momentos	5	4,5	0,011
Pórticos Ordinarios Resistente a Momentos	3	2,5	0,010
Sistema de Muros			
Muros Estructurales Especiales	6	5	0,009
Muros Estructurales Ordinarios	5	4,5	0,008
Sistema Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5,5	0,010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0,009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6,5	5	0,009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5,5	4,5	0,008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4,5	4	0,007

Fuente: NBDS Pág. 32

4.1.10 Modelado estructural

El análisis estructural de la edificación sismorresistente se realizará mediante un modelo tridimensional utilizando el software computarizado ETABS V24. En este modelo se incorporan las propiedades de los materiales, secciones, formas geométricas, cargas aplicadas, combinaciones de carga y demás parámetros necesarios para evaluar el comportamiento estructural. El análisis se lleva a cabo mediante el método de los Elementos Finitos, permitiendo obtener una estimación precisa de la respuesta de la estructura ante las solicitaciones establecidas.

4.1.10.1 Participaciones de masa sísmica

Para calcular la masa sísmica, se considera la carga permanente al 100% y un porcentaje de la carga viva, cuyo valor varía según el tipo de construcción y la aglomeración de las personas en esa estructura. Los porcentajes mínimos están detallados en la tabla correspondiente:

Tabla 4.10 % de participación de la carga viva durante un evento sísmico

Tipo de edificación	Porcentaje mínimo de carga viva considerada
Uso privado o público sin aglomeraciones frecuentes	25%
Uso público con aglomeraciones frecuentes	50%
Almacenes	80%
Tanques y silos	100%

Fuente: NBDS Pág. 22

4.1.10.2 Efectos direccionales

La acción sísmica debe dirigirse hacia las orientaciones más desfavorables para el diseño. Para ello se pueden utilizar cualquiera de los métodos establecidos:

c) Procedimiento directo independiente

Para estructuras regulares cuyo FIT es igual a 1 deben ser analizadas como mínimo independientes en dos direcciones horizontales perpendiculares.

CASO 1:100% sismo X

CASO 2:100% sismo Y

d) Procedimiento combinación ortogonal

Para estructuras irregulares se consideran efectos ortogonales como ser:

CASO 1: 100% sismo X + 30% sismo Y

CASO 2: 30% sismo X + 100% sismo Y

4.1.10.3 Acciones verticales

Se recomienda utilizar como mínimo el 20% de la aceleración horizontal.

4.1.10.4 Desplazamiento por efecto sísmico

Los desplazamientos horizontales y rotacionales de los diafragmas deben calcularse según las acciones sísmicas de diseño establecidas, considerando también el efecto torsional accidental.

Los desplazamientos laterales se obtienen a través de los métodos de análisis sísmico.

$$\Delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e}$$

Donde:

$\delta_{xe} =$ desplazamiento determinado por el análisis elastico.

$C_d =$ factor de amplificación de desplazamientos.

$I_e =$ factor de importancia.

4.1.10.5 Deriva

La deriva es la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, no debe ser mayor que la deriva permisible mostrada anteriormente.

Esta deriva debe ser reducida en función a las irregularidades que se tengan en la estructura.

$$\Delta_i = \frac{\delta_i}{h_i} \cdot \text{FIT}$$

4.1.11 Factores de irregularidad (FIT)

Los factores de irregularidad, tanto en planta como en altura, afectan directamente la deriva de una estructura al reducir el valor máximo permitido. Esto implica que, para cumplir con los requisitos de diseño, la estructura debe ser más rígida, aumentando su capacidad para limitar los desplazamientos laterales durante un sismo.

$$\text{FIT} = 1 - \sum \text{I}_\text{a} - \sum \text{I}_\text{p}$$

El valor de FIT no debe ser menor a 0,50.

Tabla 4.11 Irregularidad en altura

Irregularidades estructurales en altura	I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.	0.15
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia de entrepiso inmediato superior.	0.15
Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.	0.20
Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	0.20
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa o peso, cuando el peso de un piso determinado según el § I del Artículo 13 , es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.05
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0.05
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0.20
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0.30

Fuente: NBDS Pág. 26

Tabla 4.12 Irregularidad en planta

Irregularidades estructurales en planta	I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la **Tabla 8**.	0.15
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la **Tabla 8**.	0.20
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0.05
Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.05
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30º, ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante de piso.	0.05

Fuente: NBDS Pág. 27

4.1.12 Análisis estático

Para determinar la fuerza de corte basal, V está dada por:

$$V = C_s \cdot W$$

Donde:

Cs = coeficiente de respuesta sismica.

$$C_s = \frac{2{,}5 \cdot F_a \cdot S_0}{\left(R/I_e\right)}$$

$V =$ corte basal estatico.

$W =$ peso sísmico efectivo.

El valor calculado de Cs no deberá exceder:

$$C_s = \frac{1{,}25 \cdot F_v \cdot S_0}{T \cdot \left(R/I_e\right)}$$

Donde:

T= periodo obtenido del primer modo de vibración del ETABS.

Y cumplir la siguiente condición:

$$C_s = 0{,}11 \cdot F_a \cdot S_0 \cdot I_e \geq 0{,}01$$

4.1.13 Análisis modal espectral

4.1.13.1 Número de modos

Se realizará un análisis dinámico para determinar los modos de vibración de la estructura, asegurando que se cubra al menos el **90%** de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal.

4.1.13.2 Parámetros de respuesta combinada

El valor de cada parámetro de interés calculado para los distintos modos deberá ser combinado utilizando el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS), el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC), el método de Combinación Cuadrática Completa modificado por el (ASCE 4, 1998) (CQC-4), o cualquier procedimiento equivalente justificado.

Para aquellos casos en los que modos próximos tengan correlación cruzada significativa en la respuesta traslacional o torsional, se deberá utilizar el método CQC o el CQC-4.

4.1.13.3 Valores de cortante basal y cortante estático

Se deberá calcular el cortante basal modal V_t, mediante las combinaciones modales en cada una de las direcciones horizontales ortogonales, así también deberá calcularse el cortante basal estático V usando el periodo fundamental T.

4.1.13.4 Escalado de fuerzas

Cuando el cortante basal modal V_t resulte menor que el 65% del cortante basal V estático, debe realizarse una corrección incrementando el valor de la fuerza.

$$\text{FACTOR DE ESCALA} = \frac{0{,}65 \cdot V}{V_t} < 1$$

Si cumple esta condición no necesita escalar.

4.1.13.5 Torsión accidental.

La torsión accidental debe ser incluida, desplazando el centro de masa a cada lado de su ubicación una distancia igual al 5% de la dimensión horizontal de la estructura en el piso considerado perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

4.2 Producto – Aporte

A continuación, se determinará el espectro elástico y el espectro de diseño sísmico, los cuales serán implementados en el software ETABS para llevar a cabo el análisis estructural de la edificación

Mediante este procedimiento, se evaluarán los esfuerzos, deformaciones, derivas entre pisos e irregularidades que se puedan producir.

4.2.1 Determinación del espectro elástico y de diseño

4.2.1.1 Espectro elástico

4.2.1.1.1 Aceleración del terreno (PGA) del proyecto

Tabla 4.13 Aceleración del terreno PGA

Población	Departamento	%Ac. Max (475 años)
Yacuiba	Tarija	12%

Fuente: NBDS Pág. 93

4.2.1.1.2 Clasificación del suelo del proyecto

De acuerdo con los estudios geotécnicos realizados en el área de emplazamiento del proyecto, el terreno ha sido clasificado como un suelo tipo S4 (Suelo blando). Esta clasificación se basa en los resultados obtenidos mediante la tabla 28 Parámetros para la determinación del tipo de suelo, el cual indica que para un valor de golpes del N_{spt} menor a 15 se considera suelo blando.

Tipo de suelo: S4

4.2.1.1.3 Determinación del coeficiente de sitio de periodo corto y largo

Para la determinación del coeficiente de periodo corto F_a y F_v se realizó una interpolación lineal, dado que el valor de la aceleración no coincidía exactamente con los valores tabulados de la Tabla 29 y Tabla 30.

Coeficiente de Periodo corto

$$F_a = 2{,}4 + \frac{1{,}7 - 2{,}4}{0{,}133 - 0{,}067} \cdot (0{,}12 - 0{,}067)$$

$$F_a = 1{,}838$$

Coeficiente de Periodo largo

$$F_v = 3{,}0 + \frac{2{,}8 - 3{,}0}{0{,}160 - 0{,}107} \cdot (0{,}12 - 0{,}107)$$

$$F_v = 2{,}951$$

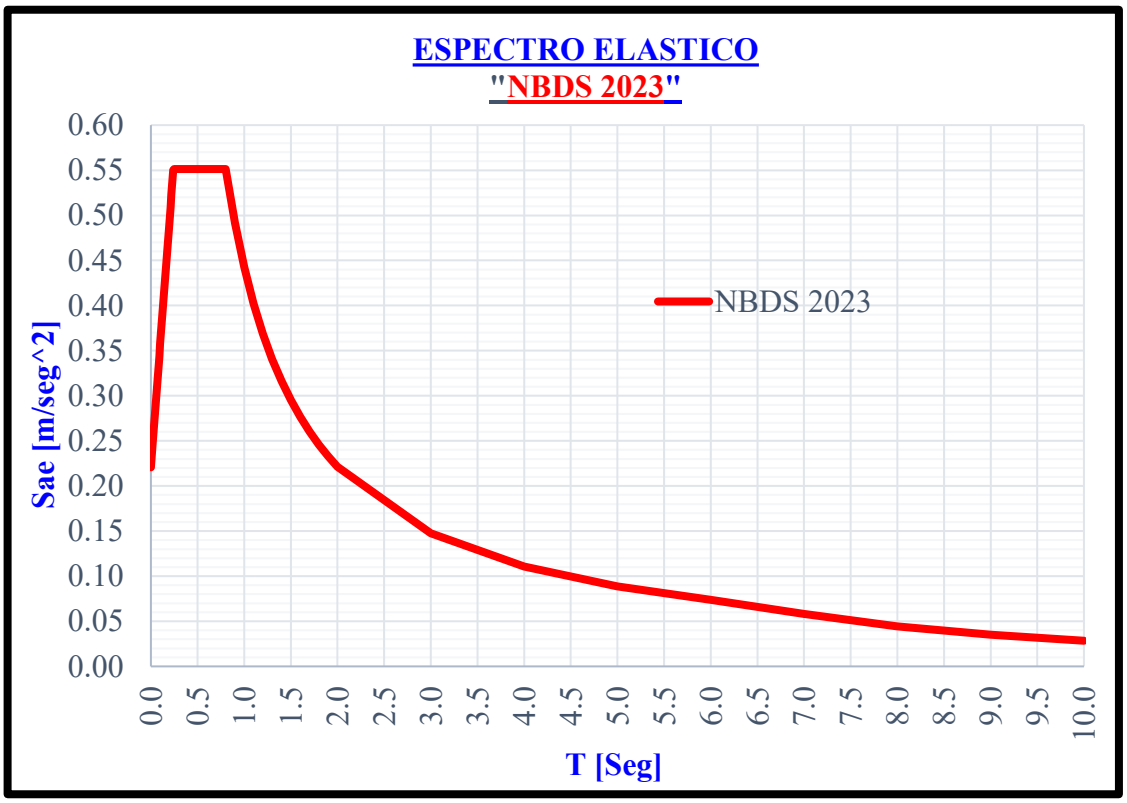
4.2.1.1.4 Periodo límite inicial (T_0), corto (T_s), largo (T_L)

Periodo inicial: $T_0 = 0{,}15 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 0{,}15 \cdot \frac{2{,}951}{1{,}838} = 0{,}241$ seg

Periodo corto: $T_S = 0{,}5 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 0{,}5 \cdot \frac{2{,}951}{1{,}838} = 0{,}803$ seg

Periodo largo: $T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a} = 4 \cdot \frac{2{,}951}{1{,}838} = 6{,}422$ seg

Figura 4.3 Espectro elástico del proyecto



Fuente: Elaboración propia. (Excel)

En la tabla final se presentan los valores del espectro elástico.

4.2.1.2 Espectro de diseño

$$S_a = \frac{S_{ae} \cdot I_e \cdot \tau}{R}$$

4.2.1.2.1 Factor de importancia (I_e)

Se adopta un factor de importancia Tipo III, con un valor de 1,3, conforme a lo establecido en la Tabla 26. Esta categoría corresponde a edificaciones que albergan una frecuente aglomeración de personas, como es el caso de las unidades educativas.

$$I_e = 1{,}3$$

4.2.1.2.2 Factor de modificación de respuesta (*R*), Coeficiente de amplificación de desplazamiento, Límite de deriva permisible.

Según la Tabla 33- Coeficientes de R, C_d y Deriva, y de acuerdo con el tipo de sistema estructural adoptado, se ha seleccionado un sistema de pórticos especiales resistente a momentos. Para este sistema se consideran los siguientes valores:

Coeficiente de reducción por ductilidad (**R): 5**

Coeficiente de amplificación de desplazamiento **(C_d): 4,5**

Límite de deriva permisible **(Δ_i): 0,011**

4.2.1.2.3 Efecto de pendiente y topografía (τ)

El factor de amplificación topográfica será igual a 1 cuanto se encuentre antes del punto A y después del punto D.

$$\tau = 1$$

4.2.1.2.4 Categoría de diseño sísmico

Para la determinación de la categoría de diseño sísmico, se utilizaron los productos de los coeficientes espectrales con el valor de la aceleración sísmica de diseño So

$$F_a \cdot S_0 = 0{,}2205$$

$$F_v \cdot S_0 = 0{,}3541$$

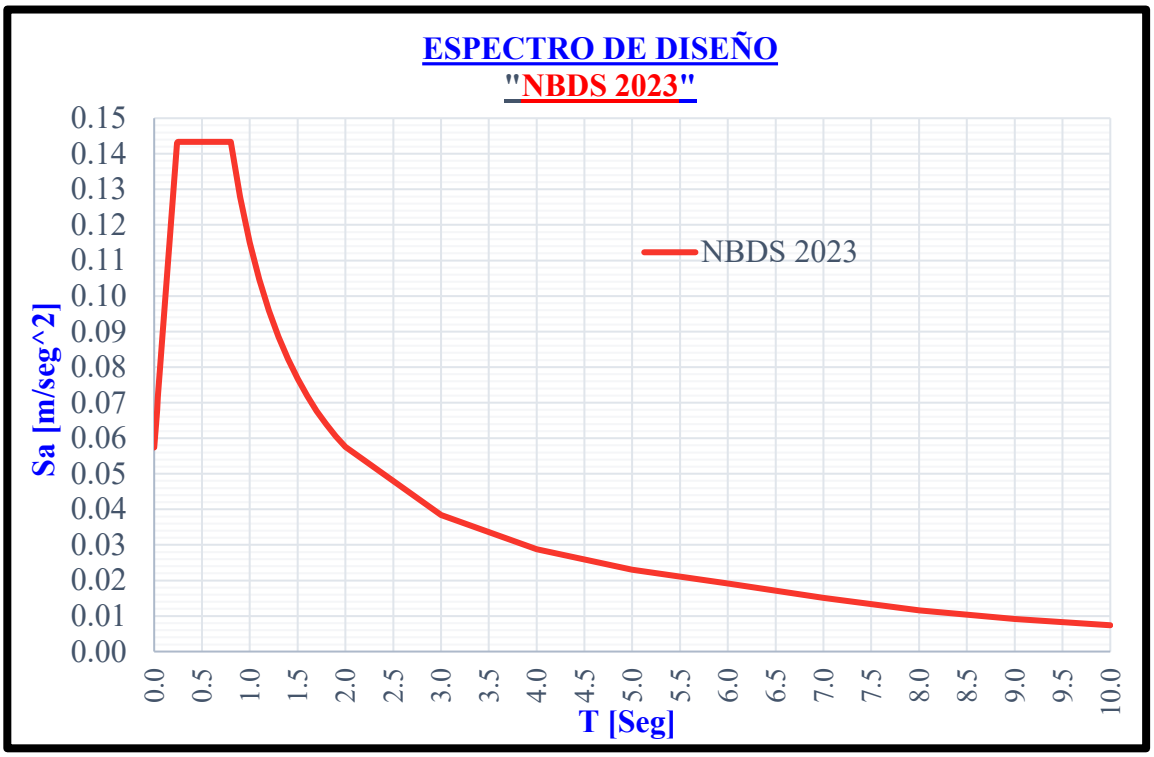
Y el tipo de estructura:

TIPO: III

Según las tablas 31 y 32, estos valores se pueden clasificar el proyecto dentro de las categorías C o D

Se escogió por la Categoría de diseño sísmico **tipo C (Pórticos intermedios resistente a momentos, Art. 18.2.1.4 NB1225001)**

Figura 4.4 Espectro de diseño del proyecto



Fuente: Elaboración propia. (Excel)

4.2.1.3 Tabla de valores del espectro elástico y espectro de diseño

Tabla 4.14 Puntos del espectro elástico y de diseño

Puntos	Periodo		E. Elástico	E. Diseño
	T [seg]		S_{ae}	S_a
1		0,00	0,2207	0,0574
2		0,02	0,2480	0,0645
3		0,03	0,2618	0,0681
4		0,04	0,2755	0,0716
5		0,05	0,2892	0,0752
6		0,06	0,3030	0,0788
7		0,07	0,3167	0,0823
8		0,08	0,3304	0,0859
9		0,09	0,3442	0,0895
10		0,10	0,3579	0,0931
11		0,11	0,3716	0,0966
12		0,12	0,3854	0,1002
13		0,13	0,3991	0,1038
14		0,14	0,4128	0,1073
15		0,15	0,4266	0,1109
16		0,16	0,4403	0,1145
17		0,17	0,4541	0,1181
18		0,18	0,4678	0,1216
19		0,19	0,4815	0,1252
20		0,20	0,4953	0,1288
21		0,21	0,5090	0,1323
22		0,22	0,5227	0,1359
23		0,23	0,5365	0,1395
24	T0=	0,2408	0,5514	0,1433
25		0,25	0,5514	0,1434
26		0,26	0,5514	0,1434
27		0,27	0,5514	0,1434
28		0,28	0,5514	0,1434

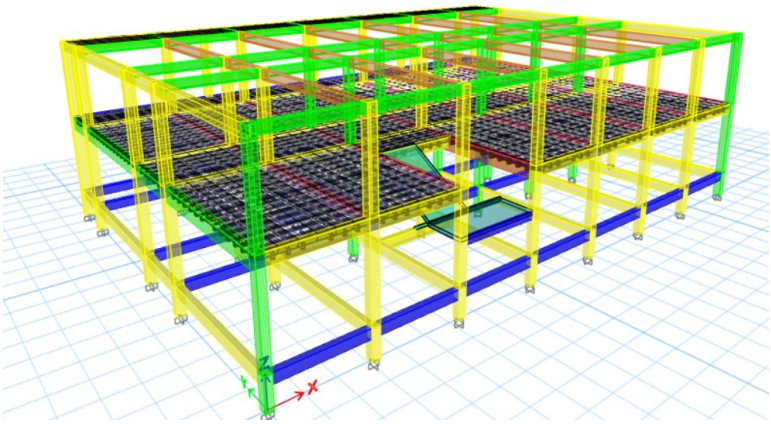
Puntos	Periodo		E. Elástico	E. Diseño
	T [seg]		S_{ae}	S_a
29		0,29	0,5514	0,1434
30		0,30	0,5514	0,1434
31		0,40	0,5514	0,1434
32		0,50	0,5514	0,1434
33		0,60	0,5514	0,1434
34		0,70	0,5514	0,1434
35	TS=	0,8028	0,5513	0,1433
36		0,90	0,4918	0,1279
37		1,00	0,4426	0,1151
38		1,10	0,4024	0,1046
39		1,20	0,3689	0,0959
40		1,30	0,3405	0,0885
41		1,40	0,3162	0,0822
42		1,50	0,2951	0,0767
42		1,60	0,2767	0,0719
44		1,70	0,2604	0,0677
45		1,80	0,2459	0,0639
46		1,90	0,2330	0,0606
47		2,00	0,2213	0,0575
48		3,00	0,1475	0,0384
49		4,00	0,1107	0,0288
50		5,00	0,0885	0,0230
51		6,00	0,0738	0,0192
52	TL	6,4225	0,0689	0,0179
53		7,00	0,0580	0,0151
54		8,00	0,0444	0,0115
55		9,00	0,0351	0,0091
56		10,00	0,0284	0,0074

Fuente: Elaboración propia. (Excel)

4.2.2 Esquema de la estructura

En este capítulo se desarrolla el análisis sismorresistente del bloque A, el análisis de los bloques B y C se encuentran en los Anexos VIII.

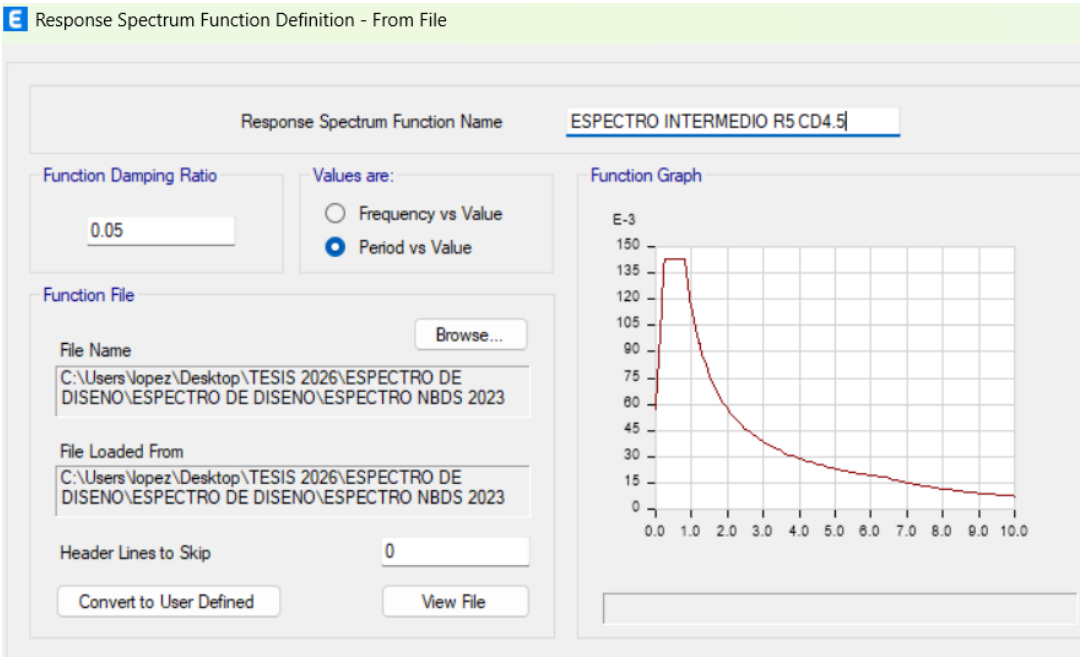
Figura 4.5 Esquema de la estructura bloque A



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

4.2.3 Asignación del espectro de diseño

Figura 4.6 Asignación del espectro al ETABS



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

4.2.4 Asignación de masas

Para el cálculo de la masa sísmica se debe considerar el total de la carga permanente no estructural más un 50% de la carga viva en construcciones donde es usual la aglomeración de personas.

$$\text{Masa sismica} = 100\%\text{DNE} + 50\%\text{LIVE}$$

4.2.5 Verificación de participación de masas

El número de modos de vibración deberá alcanzar por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal

Tabla 4.15 Participaciones de masa

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99.76
Modal	Acceleration	UY	100	99.55
Modal	Acceleration	UZ	100	90.17

Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

Participación de masas en la dirección "X" $= 99{,}76\% > 90\%$ CUMPLE!

Participación de masas en la dirección "Y" $= 99{,}55\% > 90\%$ CUMPLE!

Participación de masas en la dirección "Z" $= 90{,}17\% > 90\%$ CUMPLE!

4.2.6 Escalado de fuerzas

4.2.6.1 Coeficiente sísmico estático

$$C_s = \frac{2{,}5 \cdot F_a \cdot S_0}{(R/I_e)}$$

$$C_s = \frac{2{,}5 \cdot 1{,}838 \cdot 0{,}12}{(5/1{,}3)} = 0{,}1434$$

Coeficiente de respuesta sísmica no deberá exceder:

$$C_s = \frac{1{,}25 \cdot F_v \cdot S_0}{T \cdot (R/I_e)}$$

$$C_{sx} = \frac{1{,}25 \cdot 2{,}951 \cdot 0{,}12}{0{,}552 \cdot (5/1{,}3)} = 0{,}2085$$

$$C_{sy} = \frac{1{,}25 \cdot 2{,}951 \cdot 0{,}12}{0{,}508 \cdot (5/1{,}3)} = 0{,}2266$$

El cortante sísmico estático será:

$$V = C_s \cdot W = 0{,}1434 \cdot 9796{,}70 = 1404{,}85 \text{ kN}$$

Los factores de escala serán:

$$\text{Factor de escala en X} = 0{,}65 \cdot \left(\frac{1404{,}49}{968{,}29}\right) = 0{,}943$$

$$\text{Factor de escala en Y} = 0{,}65 \cdot \left(\frac{1404{,}49}{961{,}75}\right) = 0{,}949$$

Estos factores se implementarán en las combinaciones de carga donde actúa el sismo, como es menor a 1 no es necesario realizar este procedimiento.

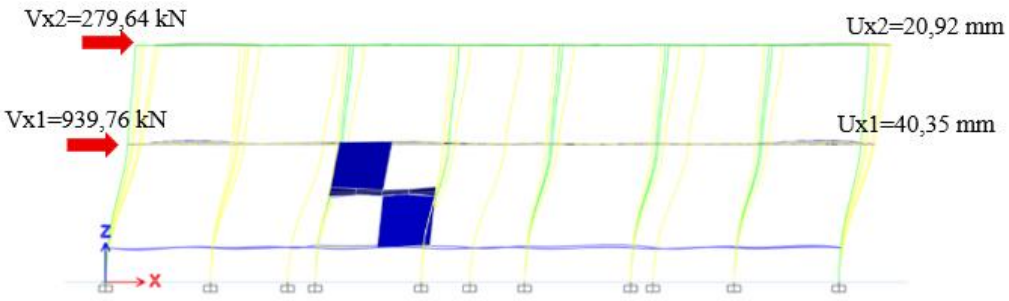
4.2.7 Comprobación de irregularidad

4.2.7.1 Irregularidad en altura

4.2.7.1.1 Irregularidad de rigidez -Piso blando

Comprobación de irregularidad de rigidez -piso blando eje X

Figura 4.7 Irregularidad en altura bloque A, en el eje X-X



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

La rigidez K, es la diferencia entre el cortante basal y el desplazamiento relativo:

$$K_1 = \frac{939{,}76\ \text{kN}}{40{,}35\ \text{mm}} = 23{,}29\ \text{kN/mm}$$

$$K_2 = \frac{279{,}64\ \text{kN}}{20{,}92\ \text{mm}} = 13{,}37\ \text{kN/mm}$$

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{23{,}29}{13{,}37} \cdot 100 = 174{,}20\%$$

Si $K_1/K_2 < 70\%$ Existe irregularidad de Rigidez -Piso blando

Por lo tanto, no existe irregularidad en altura.

Tabla 4.16 Comprobación de irregularidad de rigidez – piso blando

Comprobación de irregularidad de rigidez -piso blando eje X					
NIVEL	Corte Basal Acumulado (kN)	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento relativo Δ (mm)	Rigidez K (kN/mm)	K_1/K_2 (%) >70%
2	279,64	20,92	20,92	13,37	174,20
1	939,76	40,35	40,35	23,29	
Comprobación de irregularidad de rigidez -piso blando eje Y					
NIVEL	Corte Basal Acumulado (kN)	Desplazamiento Y (mm)	Desplazamiento relativo Δ (mm)	Rigidez K (kN/mm)	K_1/K_2 (%) >70%
2	265,21	14,35	14,35	18,48	123,28
1	934,35	41,01	41,01	22,78	

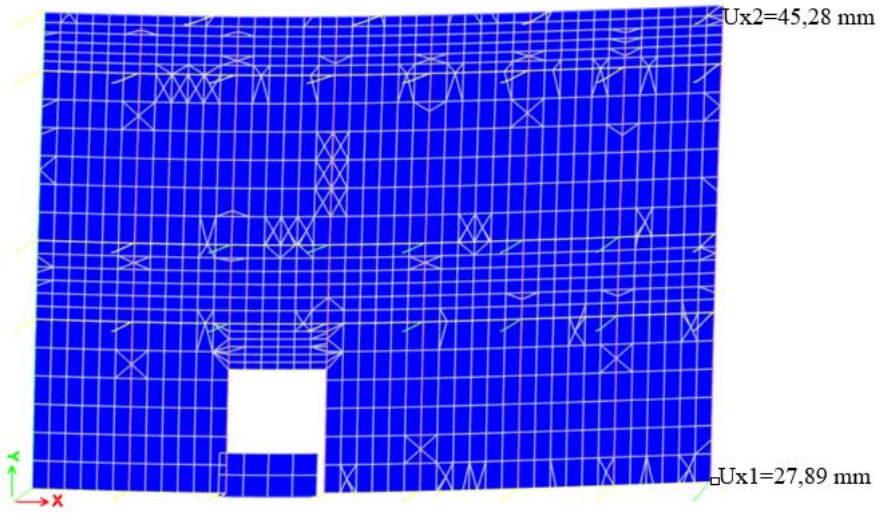
No existe irregularidad en altura en ninguna de las direcciones, por lo tanto:

$$I_a = 0$$

4.2.7.2 Irregularidad en planta

4.2.7.2.1 Irregularidad torsional

Figura 4.8 Desplazamiento en la planta nivel 1



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

Tabla 4.17 Comprobación de irregularidad torsional en planta

Comprobación de Irregularidad Torsional en planta eje X					
NIVEL	Δ_1	Δ_2	Δ_{max}	$\Delta_{max} > 1{,}3 \cdot \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	OBSERVACION
2	66,20	38,07	66,20	67,78	No existe irregularidad torsional
1	45,28	27,89	45,28	47,56	No existe irregularidad torsional
Comprobación de Irregularidad Torsional en planta eje Y					
NIVEL	Δ_1	Δ_2	Δ_{max}	$\Delta_{max} > 1{,}3 \cdot \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$	OBSERVACION
2	59,31	34,64	59,31	61,07	No existe irregularidad torsional
1	44,97	25,27	44,97	45,66	No existe irregularidad torsional

No existe irregularidad en planta en ninguna de las direcciones, por lo tanto:

$$I_p = 0$$

$$FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p$$

$$FIT = 1$$

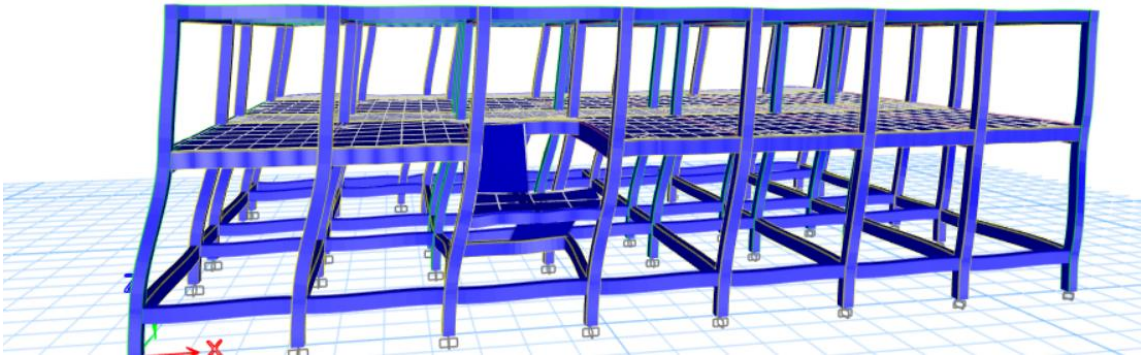
La deriva que se debe cumplir es:

$$\Delta_i = 0{,}011 \cdot \text{FIT} = 0{,}011\%_0$$

4.2.8 Desplazamiento lateral o control de derivas

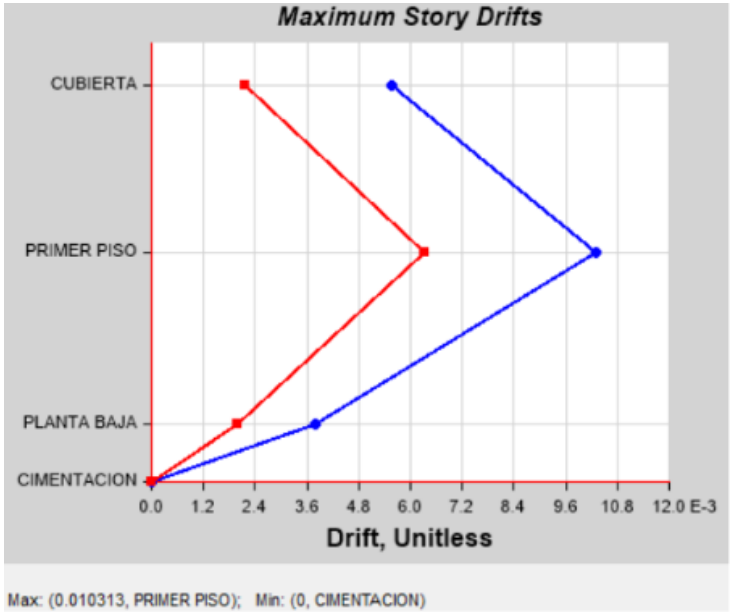
4.2.8.1 Deriva dirección "X"

Figura 4.9 Desplazamiento en eje X



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

Figura 4.10 Deriva sismo dirección X

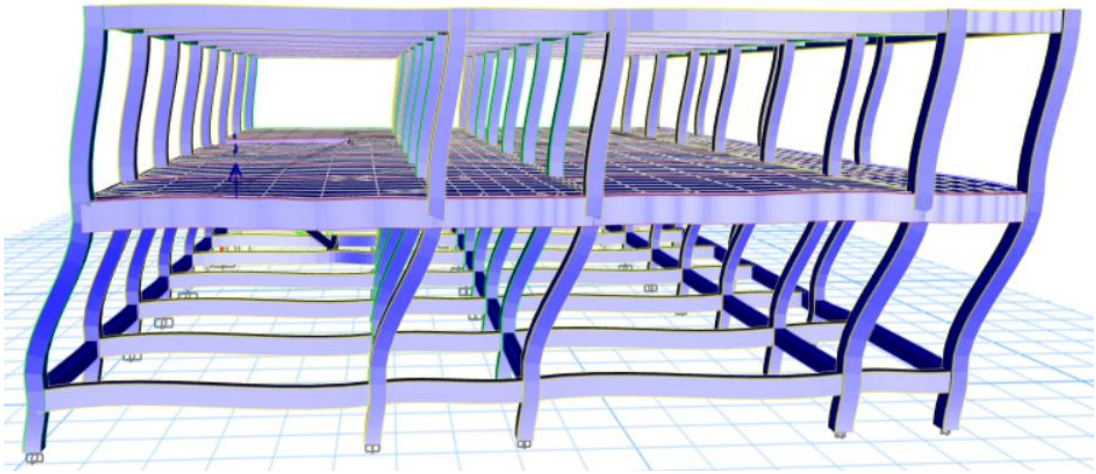


Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

$$\text{DR}_x = 10{,}31\%o < 11{,}0\%o$$

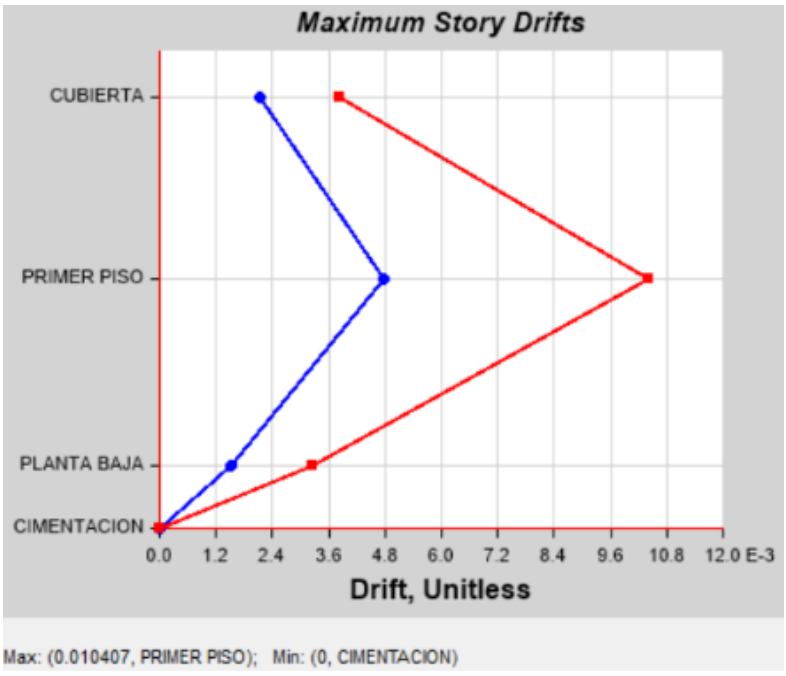
4.2.8.2 Deriva dirección "Y"

Figura 4.11 Desplazamiento en el eje Y



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

Figura 4.12 Deriva sismo dirección Y



Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

$$DR_y = 10{,}41‰ < 11{,}0‰$$

4.2.9 Verificación del primer y segundo modo de vibración sean traslacional

Figura 4.13 Verificación de primer y segundo modo de vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.552	0.5314	0.1153	0.1779
Modal	2	0.508	0.2029	0.5674	0.037
Modal	3	0.432	0.0704	0.1213	0.5729

Fuente: Elaboración propia. (Etabs)

¡CUMPLE!

4.2.10 Verificación de relación Cortante − Peso Sísmico

$$\frac{\text{SXD}}{\text{P. S}} = \frac{968{,}29}{9796{,}70} \cdot 100 = 9{,}88\%$$

$$\frac{\text{SYD}}{\text{P. S}} = \frac{961{,}75}{9796{,}70} \cdot 100 = 9{,}82\%$$

Se recomienda que la estructura se encuentre entre los rangos de 4% al 12% para un buen diseño.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Finalizando el diseño estructural del colegio 12 de agosto, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Se cumplió con el diseño estructural de la cubierta metálica mediante el software SAP 2000, aplicando los criterios de la normativa AISI-16, lo que permitió obtener una solución estructural segura y suficiente para la protección de los ambientes principales del colegio.
- A partir del estudio de suelos, se determinó que la capacidad portante del suelo corresponde a 0,45 kg/cm2, estableciendo un nivel de fundación de 1,50 m de profundidad. Asimismo, en la zona destinada al tinglado se identificaron condiciones que requirieron un mejoramiento de suelo, mientras que para el bloque principal del colegio se optó por una losa de fundación, garantizando una adecuada distribución de cargas.
- Mediante el análisis modal espectral en ETABS, desarrollado conforme a los lineamientos de la NBDS 2023, se evaluó el comportamiento sísmico de la estructura. Se verificaron parámetros como periodos fundamentales en los ejes X y Y, cortante sísmicos, derivas máximas e irregularidades estructurales en planta y altura. Los resultados confirmaron que la edificación cumple con las exigencias normativas, clasificándose el sistema resistente como Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos, lo cual asegura un adecuado nivel de ductilidad y resistencia frente a sismos.
- Se elaboraron los planos estructurales, especificaciones técnicas y detalles constructivos, junto con los cómputos métricos, análisis de precios unitarios y presupuesto general, estimando un costo total de Bs. 8.063.794,45 y un plazo de ejecución de 283 días calendario. Estos documentos constituyen una guía fundamental para la correcta ejecución de la obra.
- Se realizó el análisis sismorresistente de la estructura, considerando de forma independiente los bloques A, B y C. Cada uno fue verificado conforme a los lineamientos y exigencias establecidos por la Norma Boliviana NBDS 2023,

evaluando aspectos como derivas laterales, irregularidades en planta y en altura, entre otros criterios, confirmando que todos los bloques cumplen con los requisitos normativos de seguridad sísmica. (Ver Anexo VIII)

- Análisis comparativo de volúmenes, cuantías y costos de la estructura (sismo vs viento):

Tabla 5.1 Comparación de volúmenes de hormigón

Elemento	Con sismo (m^3)	Con viento (m^3)	Incremento
Vigas	282,09	269,73	4,06 %
Columnas	121,39	86,97	39,6 %
Cimentación	697,56	610,36	14,3%

La estructura sismorresistente presenta mayores volúmenes de hormigón, siendo el incremento más significativo en columnas y cimentación.

Tabla 5.2 Comparación de cuantías de acero

Elemento	Con sismo (kg/m^3)	Con viento (kg/m^3)	Incremento
Vigas	95,84	82,87	15,6 %
Columnas	252,33	168,40	49,8 %
Cimentación	70,36	62,09	13,3 %

El diseño sismorresistente incrementa notablemente la cuantía de acero, principalmente en columnas, debido a mayores exigencias de ductilidad y resistencia.

Tabla 5.3 Comparación de costos

Elemento	Con sismo (Bs)	Con viento (Bs)	Incremento
Elementos estructurales	5.423.476.23	4.687.760.63	15,69 %
Costo total de la estructura	7.365.868.19	6.632.383.96	11,06 %

La estructura sismorresistente presenta un incremento económico aproximado del 11,04 % justificado por el aumento en volúmenes de hormigón y cuantías de acero necesarios para garantizar la seguridad estructural frente a eventos sísmicos.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda emplear software especializado en análisis estructural sismorresistente, como ETABS, el cual cuenta con una interfaz sencilla de manejar y facilita la modificación de parámetros durante el proceso de modelado. Además, este programa permite realizar el diseño por capacidad de los elementos estructurales y genera reportes donde se presentan los valores obtenidos, las cuantías de acero requeridas y su verificación correspondiente.
- Se recomienda verificar los resultados del programa con verificaciones manuales, para asegurar la confiabilidad y la correcta interpretación de los resultados.