

ANTECEDENTES.-

El problema

En el distrito 3 “Santa Bárbara” de la provincia Eustaquio Méndez la creciente población estudiantil, no pueden acceder al bachillerato porque carece de una infraestructura educativa para el nivel secundario en el lugar, puesto que en la actualidad la construcción existente, fue creada para atender hasta el 6° curso de primaria, además la necesidad de mantener una economía elemental en la zona y el deseo de permanecer en la comunidad, impulsa a los jóvenes a abandonar los estudios para trabajar o emigrar a poblaciones donde cuenten con el bachillerato.

Planteamiento

El estudiante con aspiraciones de culminar su educación, se ve forzado a establecerse en un lugar donde cuente con un nivel de educación secundario, o caso contrario se halla inducido al abandono de la educación secundaria. Del total de alumnos matriculados de la zona según datos estadísticos del Distrito Educacional de San Lorenzo, se acusó un abandono de educandos donde relativamente el porcentaje mayor se presentó en los varones. En general la tasa de deserción escolar es alrededor de 9.8% y el porcentaje de niños con dos o más años de rezago es de 31.36%.

Las principales causas que originan este fenómeno son:

1. La incorporación a temprana edad al mercado laboral de los niños para ejecutar tareas de apoyo a los padres en la producción agrícola y ganadera.
2. Los escasos recursos económicos y productivos.

De mantenerse la situación actual, donde los jóvenes estudiantes de nivel secundario, al ser forzados a abandonar su hogar o sus estudios, trae consigo varias consecuencias, en las que se observa que la migración forzosa hace que la familia se desintegre, la economía local se disgregue, pues la agricultura y la ganadería pasan a segundo plano, y al no poder continuar con sus estudios en otros centros poblados por falta de recursos económicos, se ven obligados a trabajar de obreros, siendo muchas veces son mal tratados y mal pagados; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes:

- Creación de tres turnos: mañana, tarde y noche.
- Ampliación de infraestructura de la unidad educativa de nivel primario existente.
- Construcción de una unidad educativa (Colegio) de nivel secundario.

Formulación

Con la construcción de una infraestructura educativa para el nivel secundario se puede atender las necesidades de la población estudiantil de la zona de influencia del proyecto, de mayor comodidad, mejores condiciones de estudio, capacitando a los estudiantes no solamente en las áreas específicas de la educación formal, sino también en áreas técnicas y productivas. En consecuencia, si bien las demás alternativas no están dentro de lo óptimo están enfocadas a satisfacer la demanda en parte hasta la ejecución del proyecto, siendo soluciones a corto plazo.

Sistematización

Para el diseño estructural se definió como alternativa, la siguiente:

- Cubierta: Cercha metálica con cubierta de calamina galvanizada.
- Entrepisos: Losa alivianada con viguetas pretensadas y losa reticular
- Estructura de sustentación: Vigas y Columnas de H°A°.
- Fundaciones: Zapatas Aisladas.

Objetivos

General

- Diseñar la estructura de sustentación del colegio “Rancho Norte” nivel secundario, a ser construido en la comunidad Rancho Norte, Municipio de San Lorenzo, Tarija.

Específicos

- Realizar el análisis estructural del “Colegio Rancho Norte”.
- Estudiar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento para corroborar la información proporcionada por la institución.

- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante es la capacidad portante del suelo.
- Realizar el planteamiento de hipótesis de carga, análisis y determinación del comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes.
- Aplicar los conocimientos adquiridos en hormigón armado y estructuras metálicas.
- Determinación del costo total aproximado de la estructura.
- Realizar el diseño estructural aplicando un sistema de entrepisos de losas reticulares como aporte académico y una guía metodológica para el diseño de estas.

Justificación

Las razones por las cuales se plantea el proyecto de grado son las siguientes:

Académica

Con este trabajo de diseño estructural se afianzará los conocimientos adquiridos por el estudiante durante la etapa de estudio universitario, mediante la implementación de los mismos en un proyecto estructural planteando la solución a los problemas que se presenten en el mismo. Además que permite obtener destreza necesaria para poder determinar cómo se comporta estructuralmente una edificación, tomando en cuenta el cálculo estructural del paquete escogido. Al mismo tiempo con la culminación de este Proyecto de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Técnica

La elaboración del diseño estructural de la edificación, según un análisis de acciones de cargas y sobrecargas, utilizando programas computacionales actuales con base en la normativa de diseño para hormigón armado en nuestro país NB-1225001 basada en

ACI-318 05, y la norma Cirsoc 303 para estructuras metálicas de elementos conformados en frío.

Social e institucional

Este proyecto contribuye a la población estudiantil del distrito 3 de la Provincia Eustaquio Méndez como a la comunidad de Rancho Norte Municipio de San Lorenzo, con el diseño estructural de un nuevo ambiente agradable, seguro, cómodo y moderno, donde los estudiantes y docentes gocen de una infraestructura moderna en la comunidad mencionada, y en condiciones de prestar un servicio continuo, confiable y seguro, con ambientes adecuados a las normas de la Reforma Educativa, además de equipamiento apropiado en el proceso de enseñanza y aprendizaje para la población en edad escolar, gracias al proyecto impulsado por las autoridades del Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo. Además indicar que el estudio previo realizado, cuenta con el respaldo y acuerdo institucional de las Autoridades Municipales conjuntamente la sociedad en general.

Alcance del proyecto

El proyecto contempla el diseño estructural del nuevo Colegio Rancho Norte perteneciente a la comunidad Rancho Norte Municipio de San Lorenzo; para el desarrollo del mismo se planteó los siguientes resultados:

- Diseño estructural del “Colegio Rancho Norte”
- Corroborar la información topográfica proporcionada por la institución.
- Caracterización de las propiedades físico-mecánicas del suelo en el sitio de emplazamiento a nivel del estrato de fundación, cuyo valor más relevante es la capacidad portante del suelo.
- Planteamiento de hipótesis de carga, análisis y determinación del comportamiento de la estructura ante las cargas actuantes.
- Determinación del costo total de la estructura.

Restricciones

En el proyecto de ingeniería civil en la asignatura CIV 502 no se desarrolla los diseños de instalaciones básicas (sanitaria, agua potable, pluvial, eléctrico, gas), del módulo mencionado tampoco se proporcionará las especificaciones técnicas para la obra fina.

Solamente se presentará el proceso del diseño estructural del Colegio Rancho Norte, consecuentemente, se realizara un cálculo aproximado que se incorpora al presupuesto general de la obra, en función a precios referenciales, conjuntamente las especificaciones técnicas de la obra gruesa.

Aporte académico

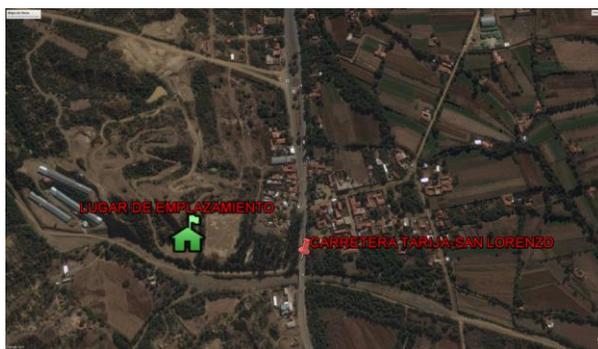
Se realizará el diseño de losas reticulares aplicado al diseño estructural del colegio Rancho Norte nivel secundario, como así también una guía metodológica paso a paso para el diseño de estas.

Este tipo de losas se elabora a base de un sistema de entramado de trabes cruzadas que forman una retícula, dejando huecos intermedios que pueden ser ocupados permanentemente por bloques huecos o materiales, estas estructuras admiten flexiones que pueden ser descompuestas según las direcciones del armado, formando con los soportes una matriz espacial con gran capacidad para recoger las acciones verticales y con capacidad suficiente para las horizontales.

Localización

El proyecto “Colegio Rancho Norte” se ubica en el distrito 3 Provincia Méndez Departamento de Tarija, en las coordenadas $21^{\circ}26'51.80''S$ y $64^{\circ}45'23.08''O$, a una altura promedio de 1887 m.s.n.m.

Figura 1: Vista satelital del emplazamiento del colegio “Rancho Norte”



Fuente: Google Earth, Elaboración propia.

LUGAR DE

EMPLAZAMIENTO:

21°26'51.83"S; 64°45'23.08"O

CARRETERA TARIJA-SAN

LORENZO: 21°26'54.06"S; 64°45'15.36"O

MARCO TEORICO.-

Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural.

El método de las curvas de nivel es el empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, porque permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles,

calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno. Una curva de nivel es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intercepta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la “x” y la “y” competencia de la planimetría, y la “z” de la altimetría.

Todos los trabajos de campo necesarios para llevar a cabo un levantamiento topográfico, consisten en esencia en la medida de ángulos y de distancias.

Estudio de suelos

Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar.

El suelo como elemento portante de las cimentaciones

Las cargas que transmite la cimentación a las capas del terreno causan tensiones y por tanto, deformaciones en la capa del terreno soporte. Como en todos los materiales, la deformación depende de la tensión y de las propiedades del terreno soporte. Estas deformaciones tienen lugar siempre y su suma produce asientos de las superficies de contacto entre la cimentación y el terreno.

La conducta del terreno bajo tensión está afectada por su densidad y por las proporciones relativas de agua y aire que llenan sus huecos. Estas propiedades varían con el tiempo y dependen en cierto modo de otros muchos factores.

Debido a las interacciones de suelos y cimientos, las características de los suelos o terrenos sobre los que se construye influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos a su vez, afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo de construcción del edificio y, en consecuencia, los costos de la obra.

2.2.1. Granulometría del suelo

En cualquier masa de suelo, los tamaños de las partículas varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la distribución, en porcentaje, de los distintos tamaños dentro del suelo.

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior a 0,08 mm. Se determina generalmente mediante un análisis granulométrico por tamizado. Para partículas de tamaño inferior al mencionado (0,08 mm.) se emplea la granulometría por sedimentación.

El análisis granulométrico por tamizado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de tamices (cuyo tamaño de malla suele ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2), agitando el conjunto. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada tamiz.

El porcentaje de material que pasa por cada tamiza, determinado de la forma anterior, se representa en un gráfico semilogarítmico. El diámetro de la partícula se representa en una escala logarítmica (abscisas, y el porcentaje de material que pasas se representa en escala aritmética (ordenadas).

2.2.2. Límites de Atterberg

Se define Límites de Atterberg o Límites de Consistencia como las diferentes fronteras convencionales entre cualquier de los estados o fases que un suelo pueda estar, según su contenido de agua en orden decreciente; los estados de consistencia definidos por Atterberg son: estado líquido, estado semilíquido, estado plástico, estado semisólido y estado sólido.

Llamándose límites de plasticidad a las fronteras (límite líquido y límite plástico) que definen el intervalo plástico.

Límite líquido

El límite líquido, o LL se define como el contenido de humedad para el cual el suelo va a fluir hasta que se cierre una ranura de 12,7 mm. De ancho, que se practica en la muestra de suelo colocada en la copa del aparato de Casagrande con un ranurador laminador, al hacer caer la copa de este equipo estándar para determinar el LL, 25 veces contra la base del aparato por medio de una excéntrica.

En la práctica es difícil obtener el contenido exacto de humedad para el cual la ranura se va a cerrar exactamente a los 25 golpes. Por lo tanto se realiza la prueba para diversos contenidos de humedad y se registra el número de golpes que se requieren para que se cierre la ranura para cada contenido de humedad, se prepara un gráfico cuyas abscisas en escala logarítmica contienen el número de golpes y las ordenadas en escala normal contienen las humedades. Se ubica en el gráfico la abscisa de 25 golpes en la recta formada por los puntos y se proyecta a las ordenas encontrando la humedad correspondiente al Límite Líquido.

Límite plástico

El Límite Plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo, al ser enrollado en rollos de 3.2 mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal.

Índice de plasticidad

El índice de plasticidad (IP) es el rango de humedades en el que el suelo tiene un comportamiento plástico. Por definición, es la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico.

2.2.3. Clasificación del suelo

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente

por los ingenieros de suelos. Éstos son el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Sistema de clasificación AASHTO

Este sistema de clasificación fue desarrollado en 1929 por los organismos viales de Estados Unidos y se generalizó su utilización a casi todo tipo de construcción civil.

Tabla 1: Sistema de clasificación de suelos AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes	De excelente a bueno						

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

Sistema de clasificación de suelos AASHTO (Continuación)

Tasa general de los subrasantes	De excelente a bueno			
Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)				
Clasificación general	<i>A-4</i>	<i>A-5</i>	<i>A-6</i>	<i>A-7</i> <i>A-7-5*</i> <i>A-7-6†</i>
Clasificación de grupo				
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes	De mediano a pobre			
*Para <i>A-7-5</i> , $PI \leq LL - 30$				
†Para <i>A-7-6</i> , $PI > LL - 30$				

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica BRAJA M. DAS

Sistema de clasificación SUCS

Este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos, hoy en día, es ampliamente usado en ingeniería civil. El método clasifica al suelo en dos grandes categorías:

- Suelos de grano grueso: De Naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50 % pasando la malla N° 200 los prefijos comienzan con G, S, W, C, P, M que significan Grava o suelos gravoso, Arena o suelo arenoso, bien graduado, arcilla inorgánica, mal graduado, limo inorgánico o arena fina.
- Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla n° 200. Los símbolos de grupo comienzan con los prefijos M, C, O, L y H que significan Limo inorgánico o arena muy fina, arcilla, limos arcillas y mezclas con alto contenido de material orgánico , baja o mediana compresibilidad, alta compresibilidad respectivamente.

Tabla 2 :Sistema de clasificación de suelos SUCS

Tabla 2.5 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos tipo grava.

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

Sistema de clasificación de suelos SUCS (Continuación)

Tabla 2.6 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC

Sistema de clasificación de suelos SUCS (Continuación)

Tabla 2.7 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $LL - \text{seco en horno} / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica Braja M. Das

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe conocerse algo o todo de la información siguiente:

1. Porcentaje de grava, es decir, la fracción que pasa la malla de 76.2 mm y es retenida en la malla N°. 4 (abertura de 4.75 mm)
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa la malla N°4 (abertura de 4.75 mm) y es retenida en la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm)
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasan la malla N° 200 (abertura de 0.075 mm)
4. Coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_z)
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa la malla N° 40

2.2.4. Ensayo de determinación de la capacidad portante del terreno método del cono holandés

El Cono holandés es un equipo de exploración de terreno mediante penetración, por el impacto de un martillo al caer, de una sarta extensible de barras de perforación conectada a una punta de hinca.

El ensayo del Cono holandés es necesario en la determinación de la capacidad portante de un suelo. Es un instrumento terminado en forma de punta como la de un alfiler consta de un martillo de peso de 7 kg. con el cual desde una altura de 75 cm se deja caer para que impacte al sujetador metálico y así el instrumento pueda penetrar hasta la profundidad de 30 cm a para ello en la prueba se registra el número de golpes que son necesarios para introducir el instrumento hasta dicha profundidad; para luego mediante un ábaco estandarizado para el cono holandés del “Servicio Departamental de Caminos” se pueda determinar la resistencia del suelo, considerando la clasificación del tipo de suelo.

2.2.5. Ensayo de determinación de la capacidad portante del terreno método del SPT

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico. El mismo que nos permite determinar las características, espesor y estratificación de los materiales que se encuentran en el subsuelo, así como también permite conocer la resistencia a la penetración en función del número de golpes (N) de los diferentes estratos que conforman el subsuelo a diversas profundidades. Está normalizado desde 1958 por la Norma D1586. Se inspeccionara el sitio del ensayo, para prepararlo, limpiando el mismo y ubicando los puntos de estudio.

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido de 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63.5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos.

Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas diseño arquitectónico de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Municipio de San Lorenzo con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

Para el diseño arquitectónico se debió conocer las siguientes pautas:

1. Situación, tamaño y topografía del lugar.
2. Suministro de agua, electricidad, red de alcantarillado.
3. Necesidades de espacio, superficie, desniveles, relaciones de espacio.
4. Medios económicos para el proyecto.

Idealización de la estructura

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, sino que es imposible de realizar. El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural.

Sustentación de la cubierta

Las cubiertas forman el cerramiento superior de los edificios y los protege de la lluvia y de las inclemencias climáticas (viento, frío, calor). Se compone de una estructura portante y un recubrimiento.

Para el proyecto se determinó usar una cubierta de calamina con cerchas metálicas de acuerdo a los planos arquitectónicos.

Las fuerzas externas y reacciones se supone que están en el mismo plano de la estructura y actúan solamente sobre los pasadores. Además, se supone que cada uno coincide con la línea que une los centros de los nudos de sus extremos. De las condiciones anteriores se dice que cada barra de una cercha es un elemento sometido a dos fuerzas y sujeto solamente a fuerzas axiales directas (tracción o compresión). El análisis completo de una cercha consiste en la determinación de las fuerzas axiales internas de todas sus barras.

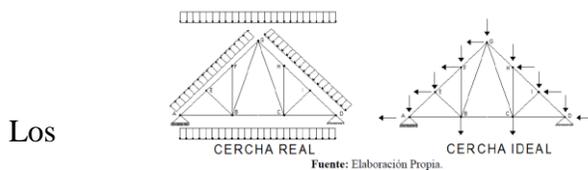
Una vez que se tiene ya establecidas las cargas actuantes sobre las cerchas, surge lo que se llama:

Cercha real: En la cual las cargas pueden estar aplicadas en cualquier lugar, en los tramos elementos o nudos.

Cercha ideal: Que tiene solamente cargas aplicadas en los nudos. Sólo existen fuerzas normales (fuerza interna perpendicular a la sección).

La obtención de las fuerzas internas en cada barra nos permite realizar el dimensionamiento de las mismas.

Figura 2: Cercha real, cercha ideal



Sustentación de la edificación

Los pórticos de hormigón están compuestos por dos elementos que son las vigas y las columnas. La viga es un elemento de concreto armado, que cumple una función de enlazar un amarre longitudinal recta a las columnas, se dice que las vigas reciben cargas de la estructura de sustentación de la cubierta, las losas aligeradas y transmiten cargas hacia las columnas, las variadas conexiones entre vigas y columnas constituyen la estructura del edificio. Las columnas son elementos que reciben las

cargas de las vigas y las transporta a las zapatas, para un mejor soporte en la base de la columna, trabajara en conjunto con la zapata, proyectando mayor seguridad en su extremo inferior, y en conjunto con las vigas permitirán que haya una menor deformación.

El hormigón armado en masa presenta una buena resistencia a compresión, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción; por lo que es inadecuado en piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. En la mayoría de los trabajos el hormigón se refuerza con armaduras de acero; este hormigón reforzado se conoce como hormigón armado. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser en barras.

Cimentaciones

Las cimentaciones son el cálculo más importante de la estructura. La fundación es el elemento que permite transmitir la carga de la estructura al suelo. Se puede mencionar dos tipos de fundaciones, las superficiales como: zapatas y losas de fundación; y las profundas como: los pilotes.

Para diseñar una cimentación que soporte adecuadamente una estructura, un ingeniero debe conocer el tipo de suelo, recordando también, que el suelo no es homogéneo.

Las fundaciones del proyecto estarán compuestas de zapatas aisladas.

Diseño estructural

Estructura de la cubierta

Pendiente.- La pendiente de una armadura se define como la inclinación de sus aguas, o sea el ángulo que hace la cobertura con la horizontal.

Se expresa generalmente como fracción:

$$\frac{h}{L} = \text{pendiente} = \frac{\text{Altura de la armadura}}{\text{longitud del tramo horizontal considerado}}$$

Espaciamiento.- El espaciamiento más económico depende del costo relativo de las armaduras, de las correas y cobertura. Es conveniente usar el mayor espaciamiento entre las armaduras porque resulta por lo general, el diseño más económico.

Debe usarse habitualmente aquel espaciamiento igual a la máxima luz que cubran las correas más económicas.

Diseño estructural

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por factores de carga y resistencia (LFRD), que se basa en los conceptos de estados límites y pretende más que obtener soluciones más económicas el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

Combinaciones de carga

Con el método LRFD, se forman grupos posibles de cargas de servicio, y cada carga de servicio se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa carga específica. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura. Estos valores de control no deben ser mayores que las resistencias nominales de los miembros multiplicadas por sus factores ϕ o de reducción. Entonces, los factores de seguridad han sido incorporados en los factores de carga, y podemos decir:

$$\phi R_n > R_u$$

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

Tabla 3: Combinaciones de carga LRFD

Combinaciones de carga consideradas LRFD:
--

1. $U = 1.4D$
2. $U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $U = 1.2D + 1.6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4. $U = 1.2D + 1.0W + L^* + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $U = 1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6. $U = 0.9D + 1.0W$
7. $U = 0.9D + 1.0E$

Fuente: ASCE 7: Elaboración propia

En las expresiones precedentes se emplean los siguientes valores:

U = Carga de diseño o última que la estructura necesita poder resistir.

D = Carga muerta.

F = Carga debidas al peso y presión de fluidos.

T = Efectos totales de la temperatura, flujo, contracción, asentamientos diferenciales y concreto compensador de la contracción

L = Carga viva

H = Carga debidas al peso y a la presión lateral del suelo, presión del agua subterránea o presión de materiales a granel

Lr = Carga viva de techo

S = Carga de nieve

R = Carga pluvial

W = Carga eólica

E = efectos sísmicos o de carga de terremoto

Carga de viento

La presión del viento será calculada en función a la velocidad básica correspondiente al lugar de diseño. (Según datos del SENAMHI) y en función a la inclinación de la cubierta.

Determinación de la presión del viento.

$$P = C * q$$

Donde:

p = Presión del viento en N/m²

C = Coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo.

q = Presión en función de la velocidad del viento en N/m².

El valor de q se determina mediante:

$$q = 0,00484V^2 \quad (V = \text{Velocidad del viento en km/hr})$$

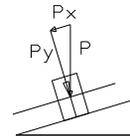
El valor de C (C1 para barlovento o C2 para sotavento) se determina mediante valores en función del ángulo de inclinación de la cubierta donde los valores negativos significan succión y para ángulos intermedios se puede interpolar linealmente.

Diseño de correas

Como trabaja a flexión esviada se descompone la carga:

$$\sin \alpha = \frac{W_x}{W} \rightarrow W_x = W * \sin \alpha$$

$$\cos \alpha = \frac{W_y}{W} \rightarrow W_y = W * \cos \alpha$$



Miembros sometidos a flexión

La resistencia nominal a la flexión, *Mn*, debe ser el menor de los valores calculados de acuerdo a las siguientes situaciones cuando corresponda.

Resistencia nominal a la flexión

La resistencia nominal a la flexión, *Mn*, se debe calcular ya sea en base a la iniciación de la fluencia en la sección efectiva (Procedimiento I) o en base a la capacidad de

reserva elástica (Procedimiento II) según corresponda. Se toma $\phi_b = 0.95$ para secciones con alas comprimidas rigidizadas o parcialmente rigidizadas y $\phi_b = 0.90$ Para secciones con alas comprimidas no rigidizadas.

Procedimiento I.- En base a la iniciación de la fluencia

El momento de fluencia efectivo en base a la resistencia de la sección, M_n , se debe determinar de la siguiente manera (Cirsoc 303):

$$M_n = S_e F_y$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia de cálculo

S_e = Módulo elástico de la sección efectiva calculado con la fibra extrema comprimida o traccionada a F_y .

Procedimiento II.- En base a la capacidad de reserva inelástica

La capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- 1) El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsional o torsional-flexional.
- 2) El efecto de la conformación en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia F_y .
- 3) La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor que λ .
- 4) El esfuerzo de corte no es mayor que $0,35F_y$ por la superficie del alma, ht.
- 5) El ángulo entre cualquier alma y la vertical no es mayor que 30 grados.

Cuando sea aplicable, para calcular las propiedades de la sección se deben utilizar los anchos efectivos de cálculo. M_n se debe calcular considerando el equilibrio de tensiones.

Resistencia al pandeo lateral

La resistencia nominal de los segmentos sin arriostramiento lateral de las secciones con simetría simple, simetría doble y simetría puntual sujetas a pandeo lateral, M_n , se debe calcular de la siguiente manera (Cirsoc 303):

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f}$$

Donde:

$$\phi_b = 0.90$$

S_f = Módulo elástico de la sección total, no reducida, calculado para la fibra extrema comprimida.

S_c = Módulo elástico de la sección efectiva calculado para una tensión M_c/S_f en la fibra extrema comprimida.

M_c = Momento crítico calculado de la siguiente manera:

Para $M_c \geq 2.78 M_y \rightarrow M_c = M_y$

Para $2.78 M_y > M_c > 0.56 M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y * \left(1 - \frac{10 M_y}{36 M_e}\right)$$

Para $M_e \leq 0.56 M_y \rightarrow M_c = M_e$

Donde:

M_y = Momento que provoca la fluencia inicial en la fibra comprimida extrema de la totalidad de la sección.

M_e = Momento elástico crítico calculado de acuerdo con (a) o (b):

Para secciones con simetría simple, doble y puntual:

$$M_e = C_b * r_o * A * \sqrt{\sigma_{ey} * \sigma_t}$$

Para revisar si los miembros estructurales flexionados respecto a ambos ejes simultáneamente son adecuados.

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0$$

Diseño a cortante

La resistencia a cortante debe satisfacer:

$$V_U \leq \phi_v V_n$$

Para:

$$\frac{h}{t_w} \leq 0,96 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, V_n = 0,60 F_y * h * t, \phi_v = 1.0$$

$$0,96 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.415 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, V_n = 0,64 * t^2 \sqrt{K_v E F_y}, \phi_v = 0.90$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, V_n = \frac{0.905 E K_v t^3}{h}, \phi_v = 0.90$$

Deflexión máxima admisible

$$\Delta > f_{max}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W \cdot L^4}{E * I}$$

$$\Delta = \frac{L}{300}$$

Miembros traccionados

Para los miembros cargados con tracción axial, la resistencia nominal a la tracción, T_n , se debe determinar de la siguiente manera Cirsoc 303:

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\phi T_n = \phi_t F_y * A_g = 0.9 F_y * A_g$$

(b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$\phi T_n = \phi_t F_u * A_e = 0.75 F_u * A_e$$

Por lo que la resistencia a tracción debe cumplir:

$$T_U \leq \phi_t F_y * A_g$$

$$T_U \leq \phi_t F_u * A_e$$

Donde:

T_n = Resistencia nominal del miembro cuando está traccionado.

A_n = Superficie neta de la sección transversal.

A_g = Superficie bruta de la sección transversal.

F_y = Tensión de fluencia de cálculo.

F_u = Tensión de rotura del acero.

Miembros a compresión

La resistencia axial nominal, P_n , aplicada a miembros en los cuales la resultante de todas las cargas que actúan sobre el miembro es una carga axial que pasa a través del baricentro de la sección efectiva calculada se debe calcular de la siguiente manera.

$$\phi P_n = \phi_c F_n * A_e$$

Donde:

$$\phi_b = 0.85$$

A_e = Superficie efectiva a la tensión F_n .

F_n = se determina de la siguiente manera:

a) Cuando

$$\lambda_c \leq 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \text{ Col. Corta o Intermedia}$$

$$F_n = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

b) Cuando

$$\lambda_c > 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \text{ Col. Larga}$$

$$F_n = 0.877 F_e$$

Donde:

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

F_e = Es la menor de las tensiones calculadas entre las siguientes:

Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional, donde F_e es la tensión de pandeo elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Para secciones con simetría doble o simetría simple sometidas a pandeo torsional o a pandeo flexional torsional:

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

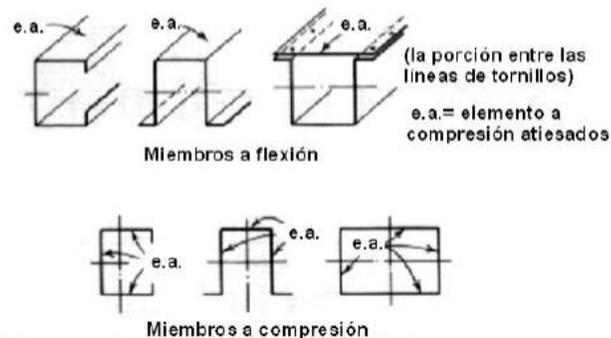
La tensión de pandeo torsional es:

$$F_{et} = \sigma_t = \frac{1}{A * (r_o)^2} \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right]$$

Abolladura

Un elemento a compresión atiesado o parcialmente atiesado es un elemento plano donde ambas orillas paralelas a la dirección del esfuerzo están atiesadas por un alma, patín, labio atiesador, atiesador intermedio o algún otro medio equivalente. La porción del patín de compresión entre las dos líneas de sujetadores puede ser considerada un elemento a compresión atiesado si la separación entre sujetadores es lo suficientemente pequeña.

Figura 3: Perfiles laminados en frío



Fuente: Cold Formed Steel Structures to the AISI specification Gregory Hancock – Thomas Murray – Duanes Ellifrit

Ancho Plano w . El ancho plano w usado en el diseño de perfiles laminados en frío es el ancho de la porción recta del elemento, excluyendo la porción doblada de la sección.

Relación Ancho Espesor w/t . La relación w/t es la relación de ancho w medido en el plano del elemento con respecto a su espesor t .

Ancho Efectivo de Diseño b . El ancho efectivo de diseño es el ancho reducido de un elemento usado para calcular las propiedades de flexión y compresión de perfiles estructurales cuando la relación w/t excede a cierto límite.

Los valores de k para placas rectangulares de gran longitud sujetas a diferentes tipos de esfuerzos y sujeta a diferentes condiciones de apoyo se proporcionan en el **ANEXO 4**.

El ancho efectivo, b , se debe determinar utilizando las siguientes ecuaciones:

Factor de esbeltez λ Ec B2.1:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} * \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$b = w$ cuando $\lambda \leq 0,673$ (Ec. B2.1-1)

$b = \rho w$ cuando $\lambda > 0,673$ (Ec. B2.1-2)

Donde:

$w =$ Ancho plano.

$$\rho = \frac{(1 - \frac{0.22}{\lambda})}{\lambda}$$

Entrepiso

Losa alivianada

El sistema consiste en losas simplemente apoyadas, en base a viguetas armadas con alambres al carbón que han sido tensado bajo estrictas normas técnicas, para posteriormente ser coladas utilizando concretos de alta resistencia. Al realizarse el colado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colara al mismo tiempo).

Sobre los componentes del sistema

La losa se compone de tres elementos principales:

- Vigueta pretensada, fabricadas por firmas comerciales reconocidas y garantizadas.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones de la bovedilla que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura de la bovedilla depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm. No se considera contribución alguna por parte de las bovedillas a la resistencia de la losa.

- Material de relleno o bovedilla, que consiste en plastiform o bovedilla de ladrillo con medidas adecuadas, según lo establece el fabricante de las viguetas para lograr finalmente la forma final de la sección que se utilizó en el cálculo.
- Losa de compresión, es el concreto colado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema. Se recomienda incorporar dentro de la capa de compresión una malla de acero mínima de 6 mm.
- La función principal de la vigueta, es absorber los esfuerzos de flexión que se presentan en los nervios modulares de la placa de losa; la forma y sentido en que es colocada permite transmitir las cargas de uso funcional hacia la estructura del edificio, para luego ser transmitidas a las fundaciones.

Tabla 5: Características vigueta pretensada Concretec

PRODUCTO	DIMENSIONES [mm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [Fyk=Kg/cm ²]	TIPO DE HORMIGÓN
	A	B	H	L			
VIGUETA PRETENSADA	111	56	114.4	Variable	17.2	18.000	350 Kg/cm ²
VIGUETA PRETENSADA	120	55	110	Variable	19	18.000	350 Kg/cm ²

Fuente: <http://www.concretec.com.bo>

Los materiales utilizados para la fabricación de las viguetas pretensadas, tienen características superiores a los materiales para hormigones convencionales.

Metodología de cálculo

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

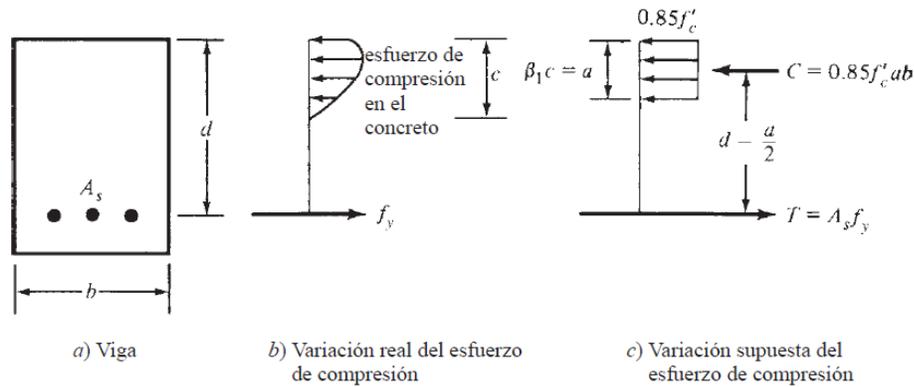
1. Determinar la luz de cálculo.
2. Análisis de cargas (kg/m^2) tomando en cuenta el material del piso, cielo raso y la sobrecarga de uso.
3. Finalmente se calcula el peso propio de la losa, compuesta por las viguetas, plastofom y la capa de compresión en kg/m^2 , pero como las formas de las secciones de cada una de ellas no son figuras regulares, esto complica el cálculo. Sin embargo, el fabricante de las viguetas proporciona tablas que contienen pesos, resistencias y/o recomendaciones e instrucciones constructivas.
4. Verificación final: Se determina la carga total y se determina el momento último, que debe ser menor o igual al momento admisible que nos da el fabricante.

$$M_u = \frac{q * L^2}{8}$$

El diseño de aligerados es similar al de las losas nervadas, estas a su vez tienen su fundamento en el diseño de vigas “T”, la diferencia fundamental con las losas nervadas es que las losas aligeradas utilizan ladrillos huecos u otro elemento como complemento que sirven también para que el acabado de la parte interior de la losa tenga una superficie plana, y además producen un mejor comportamiento de la losa en aspecto acústico.

Se recurrirá al diagrama rectangular para el cálculo de los esfuerzos para encontrar las armaduras necesarias.

Figura 4: Par de fuerzas de compresión y tensión del momento nominal.



Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown.

Cuanto mayor sea la cantidad de concreto localizado cerca de las fibras extremas de una viga, mayor será el brazo de palanca entre las fuerzas C y T , así como el momento resistente. Además, las almas deben ser suficientemente altas para resistir la fuerza cortante y permitir el colado apropiado del concreto y, al mismo tiempo, ser suficientemente gruesas para evitar el pandeo sólo que en este caso se trata de una viga T.

Estructura portante

Los materiales que intervienen en su composición son:

- **Acero:** El acero presente en las barras y mallas, en las armaduras cumple la misión de ayudar a soportar los esfuerzos de tracción y corte a los que está sometida la estructura.
- **Hormigón:** El hormigón tiene resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es casi nula. Tengamos en cuenta que un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión. Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad.

Elementos componentes de la estructura de Hormigón Armado

- Columnas: Las barras verticales de la estructura se denominan pilares, columnas o soportes.
- Vigas: Las barras horizontales de la estructura son las denominadas vigas, jácenas o riostras.
- Pórticos: Los Pórticos son elementos estructurales de hormigón formados por columnas y vigas en toda la altura del edificio.

Diseño por capacidad resistente

En el diseño por capacidad resistente, las solicitaciones que actúan sobre la estructura se mayoran mediante factores apropiados para que las acciones exteriores sean comparables con la capacidad resistente de la estructura, del elemento estructural o de la sección específica del elemento estructural.

En el diseño de concreto estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de este reglamento, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados en el capítulo 9 de la norma.

Se consigue un diseño apropiado cuando la magnitud de las solicitaciones mayoradas no supera a la capacidad resistente.

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las cargas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados.

La sección 9.2 del código NB 1225001-1 presenta los factores de carga y las combinaciones que se deben usar para el diseño de concreto reforzado.

Tabla 7: Combinaciones de carga NB 1225001-1

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

Fuente: Nb 1225001-1

En las expresiones precedentes la simbología es la misma aplicada al diseño LRFD para la cubierta metálica. (**Consultar Tabla 3, Cap. 2.5.1**)

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones:

Tabla 8: Factores de reducción de capacidad resistente.

FACTORES DE REDUCCION	ϕ
Flexión simple y tracción	0,90
Compresión con zunchos	0,70
Compresión con estribos	0,65
Corte y torsión	0,75
Corte sísmico	0,60

Fuente: NB 1225001-1; Elaboración propia

Cargas

Las cargas que intervienen en una estructura pueden tener diferentes orígenes y diferentes formas de aparición (variables o constantes, en el tiempo o en el espacio).

Una vez estimadas las cargas, el siguiente problema consiste en determinar cuál será la combinación más desfavorable de éstas que pueda ocurrir en un momento dado.

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

Cargas Muertas o Permanentes

Son aquellas cargas que se mantienen constantes en magnitud y posición durante toda la vida útil de una estructura, que según sus áreas de influencia directa, se traducirán en cargas de presión, distribuidas y puntuales según se dé el caso específico.

Las cargas muertas se descomponen en peso propio y carga permanente:

- La carga muerta de peso propio D_G es la carga debida al peso de los elementos resistentes y constituye gran parte de la carga muerta.
- La carga muerta permanente D_P es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, pisos, mampostería, instalaciones fijas y otros elementos de presencia permanente y que no son la estructura resistente.

Cargas Vivas o Variables

Las cargas vivas, constituyen las cargas de ocupación de las edificaciones, pueden cambiar en magnitud y posición. Estas incluyen cargas de ocupantes, cargas de materiales en bodegas, cargas de materiales de construcción, cargas de grúas viajeras, cargas de equipo en operación y muchas otras. Por lo general, son cargas inducidas por la gravedad.

Cargas Ambientales

Las cargas ambientales son cargas causadas por el medio ambiente en el cual se encuentra la estructura. Para edificios, son causadas por la lluvia, nieve, viento, cambios de temperatura y terremotos, entre otros. Estrictamente hablando, son también cargas vivas, pero son el resultado del ambiente en el que la estructura se encuentra.

Las acciones consideradas en el proyecto fueron extraídas de la norma boliviana: “Acciones sobre las estructuras, gravitacionales, reológicas y empujes de suelo” y “Acciones sobre las estructuras, acción del viento” NB 1225002-2, NB 1225003-1

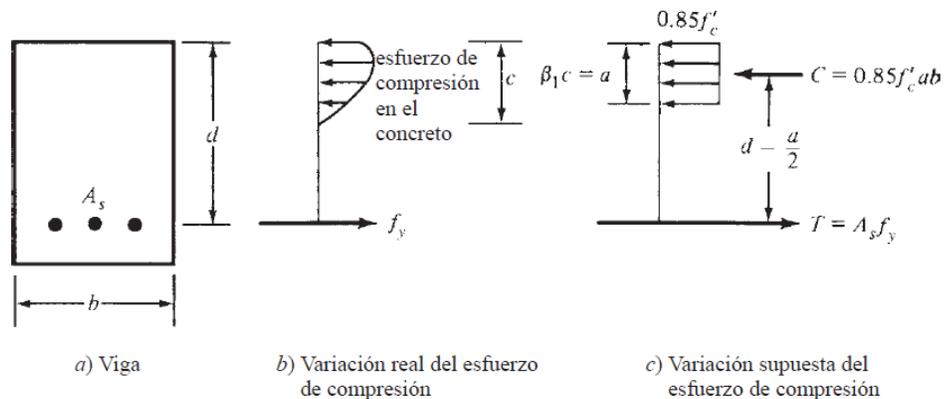
respectivamente. En el ANEXO 2 del proyecto se pueden consultar algunos valores de tabla.

Vigas

Momentos últimos o nominales de flexión

Para este análisis, se supone que las varillas de refuerzo a tensión están trabajando a su punto de fluencia antes de que falle el concreto en el lado de compresión de la viga. Después de que los esfuerzos de compresión en el concreto exceden el valor $0.50 f'_c$ ya no varían directamente a la distancia del eje neutro o como una línea recta. Se supone, para los fines de este análisis, que el diagrama de compresión curvo se reemplaza con uno rectangular con un esfuerzo constante de $0.85 f'_c$ como se muestra en la parte (c) de la **figura 5**. Se considera además que el diagrama rectangular de altura a tiene el mismo centro de gravedad y la misma magnitud total que el diagrama curvo.

Figura 5: Diagrama de compresiones.



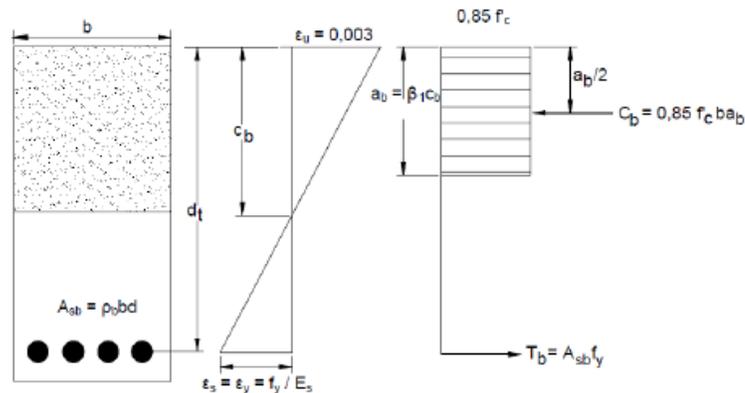
Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

Con base en estas hipótesis relativas al bloque de esfuerzos, se pueden escribir fácilmente las ecuaciones de estática para la suma de las fuerzas horizontales y para el momento resistente producido por el par interno. De estas ecuaciones pueden despejarse separadamente los valores de a y del momento M_n .

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

1. Calcule la fuerza total de tensión $T = A_s f_y$.
2. Iguale la fuerza total de compresión $C = 0.85 f'_c ab$ a la expresión $A_s f_y$ y despeje a . En esta expresión, ab es el área supuesta esforzada en compresión a $0.85 f'_c$. La fuerza de compresión C y la fuerza de tensión T deben ser iguales para mantener el equilibrio en la sección.
3. Calcule la distancia entre los centros de gravedad de T y C . (Para una viga rectangular la sección transversal es igual a $d - a/2$.)
4. Determine M_n , que es igual a T o C veces la distancia entre sus centros de gravedad.

Figura 6: Condición de Deformación Balanceada en Flexión



Fuente: “Diseño en Hormigón Armado” Marcelo Romo Proaño

Del diagrama de deformaciones del concreto se concluye lo siguiente:

- Una proporción balanceada de acero (ρ_b) es aquella en la cual el acero en tensión teóricamente alcanzará justamente su punto de cedencia al mismo momento que las fibras extremas del concreto en compresión alcanzan una deformación unitaria igual a 0.003. El miembro en este estado, se encuentra dominado por compresión y puede fallar repentinamente sin previo aviso.

- Es recomendable que las vigas lleguen a la falla por tracción, las cuales están precedidas por grietas grandes y tiene un carácter dúctil ($\rho < \rho_b$). Miembros cuyas deformaciones unitarias calculadas en tensión son iguales o mayores que 0.0050 al mismo tiempo que la deformación unitaria en el concreto es 0.003 se denominan secciones controladas por tensión, el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.
- No es recomendable que las vigas lleguen a la falla por compresión, porque este tipo de falla es violento y repentino, no alerta y es frágil ($\rho > \rho_b$). Sí la cuantía de armadura es elevada, el hormigón alcanzará su resistencia máxima antes que el acero entre en fluencia.
- Si el momento resistente último de la sección es menor que su momento de agrietamiento, la sección fallará tan pronto como se forme una grieta. Este tipo de falla puede ocurrir sin previo aviso. ($\rho \ll \rho_b$). Si la cuantía de armadura es relativamente baja, el acero entrará en fluencia para cierto valor de carga, la pieza se agrietará, la fibra neutra se desplaza hacia la zona de comprimida, lo que provoca una reducción de la superficie requerida para la resistencia a compresión produciendo la rotura. Para impedir tal posibilidad, la norma NB 1225001 (10.5.1) especifica cierta cantidad mínima de refuerzo que debe usarse en cada sección de los miembros a flexión donde se requiere esfuerzo de tensión de acuerdo con el análisis.
- Es necesario limitar el área de acero a una fracción del área balanceada, porque si la resistencia del acero es mayor que la del concreto puede ocurrir una falla a compresión.

Diseño de vigas según NB 1225001-1

Según la tabla 9.5 (a) del código NB 1225001: Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones:

Tabla 9: Espesores mínimos de vigas no preesforzadas y losas en una dirección.

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: Nb 1225001-1

Tomando para vigas con ambos extremos continuos: $L/21$

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

El acero se calcula de acuerdo al diagrama de deformaciones:

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

Se debe comparar con la cuantía mínima de acero: NB 1225001 10.5.1

$$A_{smin.} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4 b_w * d}{f_y}$$

Determinación del máximo momento que puede resistir la viga a tensión.

Suponiendo el máximo acero de tensión posible sin acero de compresión y calculando la resistencia por momento nominal de las vigas.

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

$$\rho_{max} = 0,625\rho_b$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

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

Si no se necesita armadura de compresión se debe cumplir:

$$\phi M_n > M_u$$

Será necesaria la armadura de compresión sí:

$$\frac{M_u}{\phi} > M_n$$

Separación entre barras:

$$S \geq 2,5cm.$$

$$S = \frac{b_w - 2 * r - (N - 1)\theta l}{N - 1}$$

Cálculo de la armadura transversal

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

En este análisis, **V_n** se considera la resistencia nominal o teórica por cortante de un miembro. Esta fuerza es provista por el concreto y el refuerzo de cortante.

$$\mathbf{V_n = V_c + V_s}$$

La resistencia de diseño por cortante de un miembro, **ϕV_n**, es igual a **ϕV_c** y **ϕV_s**, que debe ser al menos igual a la fuerza cortante factorizada que se use, **V_u**.

$$\mathbf{V_u = \phi V_c + \phi V_s}$$

Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión: NB 1225001-1 11.3.1.1

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

NB 1225001-1 11.5.6

1. Si $V_u < 0,5(\phi V_c) \rightarrow$ No es necesario colocar refuerzo cortante, se debe colocar A_v min.
2. Si $0,5(\phi V_c) \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ Teóricamente no se necesita refuerzo por cortante, a pesar de ello se debe colocar un área mínima, A_v min de acuerdo a las prescripciones del código.
3. Si $V_u > \phi V_c \rightarrow$ Debe calcularse el área necesaria de refuerzo y no deberá ser menor que el A_v min.

Cuando se hace necesario el cálculo de armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica, su contribución a la resistencia deberá ser igual a: NB 1225001-1 11.5.7

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \leq \frac{2}{3} b_w d \sqrt{f'_c}$$

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el concreto y del que debe resistir el esfuerzo, entonces:

$$V_n = V_c + V_s$$

Según el Capítulo 9 de la Norma NB 1225001-1 318S-05, el requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\phi(\text{Resistencia Nominal}) \geq U$$

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi}$$

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

Reemplazando V_s y despejando el valor de la separación (s), obtenemos:

$$s \leq \frac{\phi * A_v * f_y * d}{V_u - \phi V_c}$$

Sobre el acero de refuerzo se debe considerar también:

1. El área calculada debe ser mayor o igual al A_v min:

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

Donde el área mínima es igual a: NB 1225001-1 11.5.6.3

$$A_{v,min} = \frac{1 * b_w * s}{16 * f_y} * \sqrt{f'_c} > 0,33 * \frac{b_w * S}{f_y} \text{ (MPa)}$$

$$A_{v,min} = * 0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y} \geq \frac{3.5 * b_w * S}{f_y} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

2. Sí $V_s \leq \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3}\right) b_w * d$ el espaciamiento del refuerzo de cortante colocado

perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de: $S_{m\acute{a}x} = 0,75 h$, $S_{m\acute{a}x} = 600\text{mm}$. NB 1225001-1 11.5.5

3. Sí $V_s > \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{3}\right) b_w * d$ las separaciones máximas dadas se deben reducir a la mitad:

$S_{m\acute{a}x} = 0,375h$, $S_{m\acute{a}x} = 300\text{mm}$. NB 1225001-1 11.5.5.3

Columnas

Las excentricidades mínimas en columnas no están especificadas, pero se alcanzan requiriendo que las capacidades teóricas por carga axial se multipliquen por un factor, que es igual a 0,85 para columnas zunchadas y a 0,80 para columnas con estribos. Así, como se muestra en la sección 10.3.6 del código, la capacidad de carga axial de las columnas no debe ser mayor que los siguientes valores:

Para columnas zunchadas $\phi = 0.70$ (NB 1225001-1 9.3.2.2):

$$\phi P_{nMAX} = 0.85\phi [0.85 * f'_c * (A_g - A_{St}) + A_{St} * f_y] \rightarrow \phi = 0.70$$

Para columnas con estribos $\phi = 0.65$ (NB 1225001-1 9.3.2.2):

$$\phi P_{nMAX} = 0.80\phi [0.85 * f'_c * (A_g - A_{St}) + A_{St} * f_y] \rightarrow \phi = 0.65$$

Los factores 0.85 y 0.80 son equivalentes a excentricidades de aproximadamente 5% y 10% del lado para columnas con espiral y estribos respectivamente ya que no existen columnas con carga axial totalmente centrada.

Los valores de P_u no podrán ser mayores que ϕP_n tanto para columnas sometidas a compresión pura como para columnas a flexo compresión.

$$\phi P_n \geq P_u$$

Estas ecuaciones son utilizadas cuando los momentos actuantes en la columna son pequeños, de manera que la excentricidad sea 0.1h para columnas con estribos y 0.05 para columnas con espirales.

Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado: A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

Esbeltez en columnas

En NB 1225001-1 10.11.4 Las columnas y pisos en una estructura deben ser diseñados como columnas y pisos con desplazamiento (no arriostrados) o sin desplazamiento lateral (arriostrados). El diseño de columnas en estructuras o pisos sin desplazamiento lateral (arriostrados) debe basarse en 10.12.

En estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen:

$$\frac{K * lu}{r} < 34 - 12 * \left(\frac{M1}{M2}\right)$$

Donde el término $34 - 12(M1/M2)$ no debe tomarse mayor que 40. El término $M1 / M2$ es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble.

Para elementos en compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales, pueden desprejarse los efectos de la esbeltez cuando:

$$\frac{K * lu}{r} < 22$$

El valor de K es obtenido de la siguiente relación, para el caso de pórticos no arriostrados.

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto A}}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto A}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c * I_c}{L_c} \right) \text{ de todas las columnas que concurren con el punto B}}{\sum \left(\frac{E_g * I_g}{L_g} \right) \text{ de todas las vigas que concurren con el punto B}}$$

Valores para ingresar en los nomogramas de Jackson y Moreland. Para consultar los nomogramas ver **ANEXO 6**.

Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{\left(\frac{E_c * I_g}{5} \right) + E_s * I_{sx}}{\left(\frac{E_c * A_g}{5} \right) + E_s * A_{sx}}}$$

Antes de poder calcular los amplificadores de momento para una estructura en particular, es necesario hacer un análisis de primer orden de la estructura. Las propiedades de la sección del miembro usadas para tal análisis deben tener en cuenta la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en los miembros y el efecto de la duración de las cargas.

En lugar de hacer tal análisis la sección 10.11.1 del código NB 1225001-1 permite el uso de las siguientes propiedades para los miembros de la estructura. Estas propiedades se pueden usar para marcos con o sin desplazamiento lateral.

Tabla 10: Propiedades alternativas al análisis de 1er orden.

(a) Módulo de elasticidad	E_c de 8.5.1
(b) Momentos de inercia, I	
Vigas	$0.35 I_g$
Columnas	$0.70 I_g$
Muros – no agrietados	$0.70 I_g$
– agrietados	$0.35 I_g$
Placas planas y losas planas	$0.25 I_g$
(c) Área	$1.0 A_g$

Fuente: NB 1225001-1

Límites de refuerzo:

En el artículo 10.9.1 NB 1225001-1 se especifica que el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08A_g$

$$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.08$$

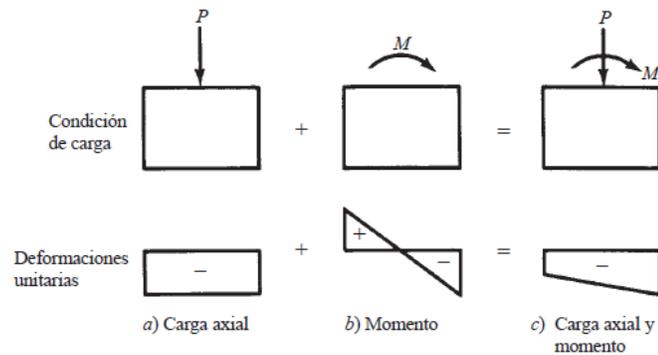
$$0.01 \leq \rho \leq 0.08$$

Diagrama de Interacción

Al cambiar la carga axial aplicada a una columna, el momento que la columna puede resistir también cambiará.

Suponiendo que el concreto en el borde de compresión de la columna falla a una deformación unitaria de 0.003, se puede suponer una deformación unitaria en el borde alejado de la columna y calcular por estática los valores de P_n y M_n . Luego, manteniendo la deformación unitaria de compresión a 0.003 en el borde extremo, podemos suponer una serie de diferentes deformaciones unitarias en el otro borde y calcular P_n y M_n para cada valor diferente. Finalmente se obtendrá un número de valores suficientes para representar gráficamente una curva de interacción.

Figura 7: Deformaciones unitarias en columna



Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

Para usar estas curvas para obtener valores de diseño, tienen que pasar por tres modificaciones como se especifica en el código. Estas modificaciones son las siguientes:

- a) Si una curva P_n para una columna específica se multiplicara por ϕ el resultado es una curva como las mostradas en la figura.
- b) El código (9.3.2.2) establece que cuando los miembros sometidos a carga axial y flexión tienen deformaciones unitarias netas de tensión (ϵ_t) entre los límites para secciones controladas a compresión y secciones controladas a tensión, se sitúan en la zona de transición para f . En esta zona es permisible aumentar ϕ linealmente de 0.65 o 0.75 a 0.90 a medida que ϵ_t aumenta del límite controlado a compresión a 0.005.
- c) La parte superior de cada curva de interacción de diseño se muestra como una línea horizontal que representa el valor apropiado de la capacidad de carga axial de las columnas de las ecuaciones de NB 1225001-1 10.3.6.

Para el diagrama de interacción:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

La resistencia axial de diseño P_n de elementos en compresión, para elementos con estribos no debe tomarse mayor que:

$$P_{nMAX} = 0.80 * 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

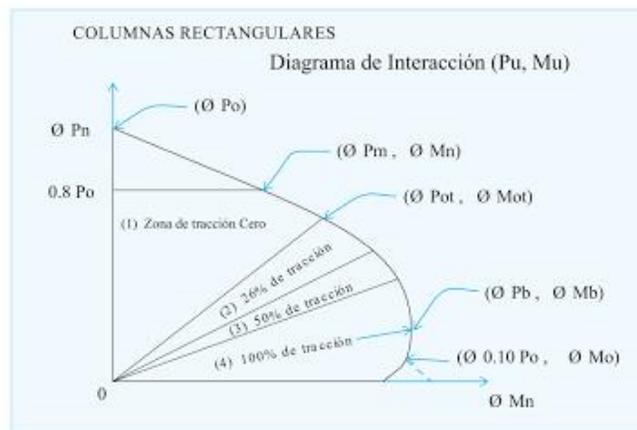
Los puntos significativos en un diagrama de interacción son:

- 1.- Compresión pura $P_u(\text{Min} = 0)$
- 2.- Carga axial máxima permitida por el reglamento $P_n=\text{máx.}$
- 3.- Condición balanceada P_b, M_b

Para columnas, la definición de carga balanceada es la misma que para vigas, es decir, una columna que tiene una deformación unitaria de 0.003 en su lado de compresión, al mismo tiempo que su acero de tensión en el otro lado tiene una deformación unitaria de f_y/E_s .

- 4.- Flexión pura ($P_n = 0$), M_n

Figura 8: Diagrama de interacción tipo



Fuente: “Diseño de estructuras de concreto armado” Ing. Juan Emilio García.

Columnas cortas sometidas a carga axial y flexión biaxial

Las columnas estudiadas en la sección anterior, o columnas sometidas a carga axial y flexión uniaxial, son un caso particular del caso general, debido a que los casos reales que se presentan en la práctica son de columnas con flexión biaxial.

Un cálculo simple y algo conservador de la resistencia nominal P_n se puede obtener a partir de la relación de cargas recíprocas, la ecuación desarrollada por el profesor Boris

Bresler de la Universidad de California en Berkeley para el análisis de columnas sometidas a flexión biaxial.

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

La ecuación de Bresler funciona bastante bien en tanto que P_{ni} es por lo menos tan grande como $0.10 P_o$.

$$\frac{P_{ni}}{P_o} \geq 0.1$$

Refuerzo transversal

El diámetro de las armaduras transversales debe ser al menos igual a 6 mm o la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas.

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$s \leq \begin{cases} 16\phi Long. \\ 48\phi Estr. \\ Lado menor de la Col. \end{cases}$$

Cimientos

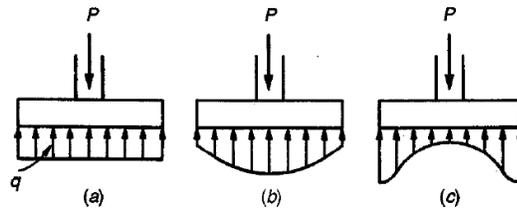
Los cimientos constituyen los subsistemas de cualquier edificación que transmiten directamente las cargas de esta hacia el suelo o terreno; su función es distribuir las cargas del edificio, dispersándolas en el suelo adyacente, de modo que éste y los materiales que los sostienen tengan suficiente fuerza y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas.

Presión de apoyo del suelo en la base de las zapatas

Para zapatas que descansan sobre suelos granulares gruesos, la presión es mayor en el centro de la zapata y disminuye hacia el perímetro. En contraste, en suelos arcillosos

las presiones son mayores cerca del borde que en el centro de la zapata, puesto que en este tipo de suelos la carga produce una resistencia a cortante alrededor del perímetro, la cual se adiciona a la presión hacia arriba.

Figura 10: Presiones de contacto en diferentes tipos de suelo.

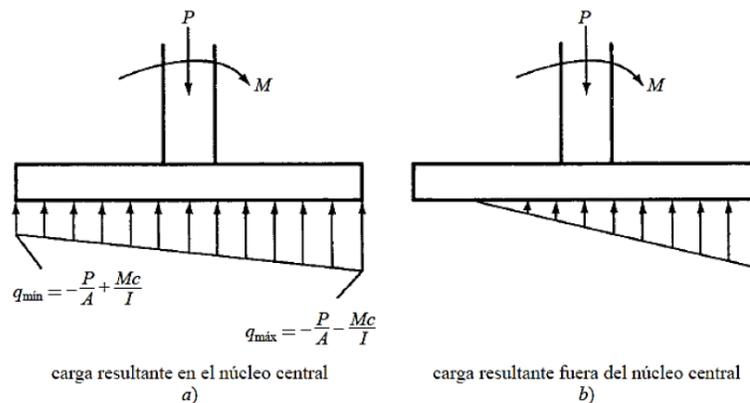


- a) Supuesta, b) Real para suelos granulares c) Real para suelos cohesivos.

Fuente: “Diseño de estructuras de Concreto” Arthur H. Nilson

Si la carga está aplicada excéntricamente a la zapata con respecto al centro de gravedad de ésta, se supone que la presión del suelo varía uniformemente en proporción al momento.

Figura 11: Zapatas sometidas a cargas axiales y momentos.



Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

Herramientas de diseño

Predimensionamiento de la zapata:

La sección 15.2.2 del código NB 1225001-1 establece que el área requerida para una zapata debe determinarse dividiendo la carga total prevista, incluyendo el peso de la zapata, entre la presión permisible del suelo o la capacidad permisible del pilote que se determinan usando los principios de la mecánica de suelos. Se notará que esta carga total es una carga sin factorizar y que, sin embargo, el diseño de zapatas descrito se basa en el diseño por resistencia, donde las cargas se multiplican por factores de carga apropiados.

Después de haber determinado la presión admisible del suelo, debe establecerse el tamaño del área de la base de una zapata sobre el suelo sobre la base de cargas no mayoradas (de servicio) como D , L , W y E , en cualquier combinación que rijan el diseño.

$$A_f \approx \frac{N}{\sigma_{ADM}}$$

$$A_f \approx \frac{P_D + P_L}{\sigma_{ADM}}$$

Presión de contacto por cargas mayoradas para el diseño por resistencia.

$$q_u = \frac{N_U}{A_f}$$

$$q_u = \frac{1.2P_D + 1.6P_L}{A_f}$$

Si la carga está aplicada excéntricamente a la zapata con respecto al centro de gravedad de ésta, se supone que la presión del suelo varía uniformemente en proporción al momento. Entonces se considera que la zapata está cargada excéntricamente las presiones de contacto resultantes se suponen distribuidas de forma lineal, siempre que la excentricidad resultante afecte dentro del núcleo central de la zapata, o que no exceda 1/6 del ancho de la zapata.

La distribución de presiones debajo de la zapata se puede expresar como:

$$q_{Mín.}^{Máx.} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \leq \sigma_{ADM},$$

Las Excentricidades de la zapata:

$$e = \frac{M}{P}$$
$$e_x = \frac{M_x}{P}, e_y = \frac{M_y}{P}$$

Se verifica si la carga está en el tercio central de la cimentación:

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6}, e_y = \frac{M_y}{P} < L/6$$

Se encuentra el esfuerzo máximo en el suelo:

$$q_{max} = \frac{P}{A} + \frac{M_x * c}{I} + \frac{M_y * c}{I}$$
$$q_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6 * M_x}{b * a^2} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a}$$

Los valores de esfuerzo para el estado último de carga:

$$q_1 = \frac{P_u}{A} - \frac{6 * M_{ux}}{b * a^2} - \frac{6 * M_{uy}}{b^2 * a}$$
$$q_2 = \frac{P_u}{A} - \frac{6 * M_{ux}}{b * a^2} + \frac{6 * M_{uy}}{b^2 * a}$$
$$q_3 = \frac{P_u}{A} + \frac{6 * M_{ux}}{b * a^2} - \frac{6 * M_{uy}}{b^2 * a}$$
$$q_4 = \frac{P_u}{A} + \frac{6 * M_{ux}}{b * a^2} + \frac{6 * M_{uy}}{b^2 * a}$$

Una vez que se determina el área requerida de la zapata, ésta debe diseñarse para desarrollar la capacidad necesaria para resistir todos los momentos, cortantes y otras acciones internas que producen las cargas aplicadas, la zapata debe diseñarse según los requerimientos de resistencia del código NB 1225001-1 sección 9.2.

Cortante

La condición para la determinación del peralte o altura “h” de la zapata es que resista por cortante. Tomando la norma NB 1225001-1 15.7 indica que $d \geq 150\text{mm}$ sobre el

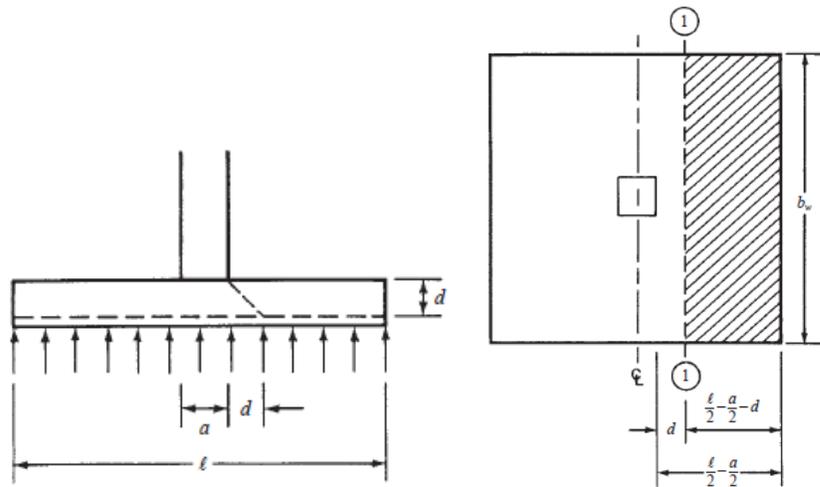
refuerzo inferior y el recubrimiento mínimo para zapatas 75mm. NB 1225001-1 7.7.1 la altura debe ser por lo menos 250mm.

Se distinguen dos tipos diferentes de resistencia a cortante: cortante en dos direcciones o por punzonamiento y cortante en una dirección o por acción de viga.

Cortante por acción de viga

Esta cortante por viga ancha, se produce en la sección crítica unidireccional, a un peralte de la cara de la columna.

Figura 12: Cortante en un sentido o cortante de viga.



Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

La resistencia a cortante nominal está dada por la ecuación:

$$V_{U1} \leq \phi V_c$$

Donde V_c según la ecuación (11-3) del código NB 1225001-1es:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) * b_w * d$$

Igualando las ecuaciones y despejando “d” se puede estimar el peralte de la zapata:

$$d = \frac{V_{U1}}{\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) * b_w}$$

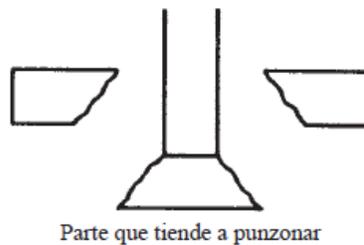
Cortante por punzonamiento

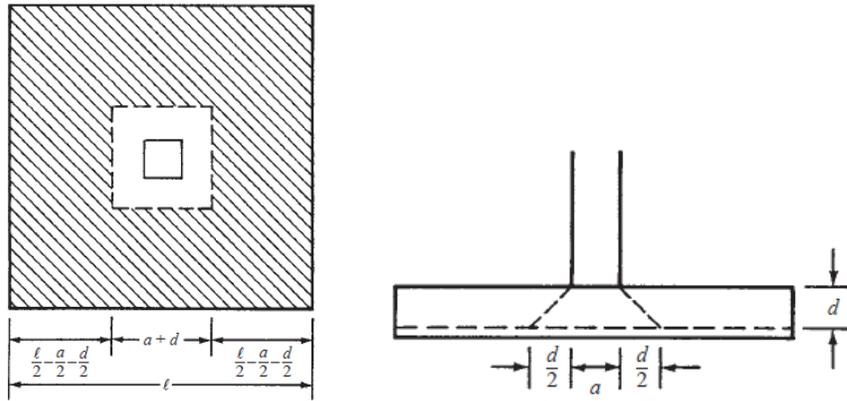
Considerando la acción en dos direcciones con un valor de V_c mayor que el anterior, debido a que la presencia de compresiones perpendiculares aumenta el valor de la carga P necesaria para producir el agrietamiento.

La carga de compresión de la columna tiende a extenderse en la zapata, oponiéndose a la tensión diagonal en esa zona, con el resultado de que una columna cuadrada tiende a perforar una porción de losa, que tiene la forma de una pirámide truncada.

El código NB 1225001-1 (11.11.1.2) establece que la sección crítica para el cortante en dos sentidos se localiza a una distancia $d/2$ de la cara de la columna.

Figura 13: Cortante en dos direcciones o por perforación.





Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos V_c del concreto, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_o * d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{12} b_o * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_o * d$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, b_o es el perímetro alrededor del área penetrada y β es la relación del lado largo de la columna al lado corto de la columna, carga concentrada, o el área de reacción.

Momentos flectores y refuerzo por flexión.

El momento máximo externo M_u en cualquier sección de una zapata se determina con base a los momentos factorizados de las fuerzas que actúan en toda el área de la zapata, a un lado de un plano vertical que pasa a través de la zapata. Este plano se toma en los siguientes lugares:

- a) En la cara de la columna, pedestal o el muro, en zapatas aisladas.
- b) A la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para zapatas que soportan muros de mampostería.

- c) A la mitad de la distancia entre la cara de una columna y el borde de la base de acero, para zapatas que soportan una columna con placas de base de acero.

El acero requerido se calcula según la expresión:

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

Se debe comparar con la cuantía mínima de acero:

La armadura mínima en losas como indica la sección 10.5 de la normativa NB 1225001-1 no debe ser menor que: $0.0018A_g$

Respecto a la armadura mínima en zapatas en el libro "Diseño de Concreto Armado" de Jack McCormack sugiere que debe ser mayor a la indicada a la norma debido a que la combinación de altos cortantes con bajas cuantías no es favorable, por lo que sugiere seguir lo establecido en NB 1225001-1 10.5.1.

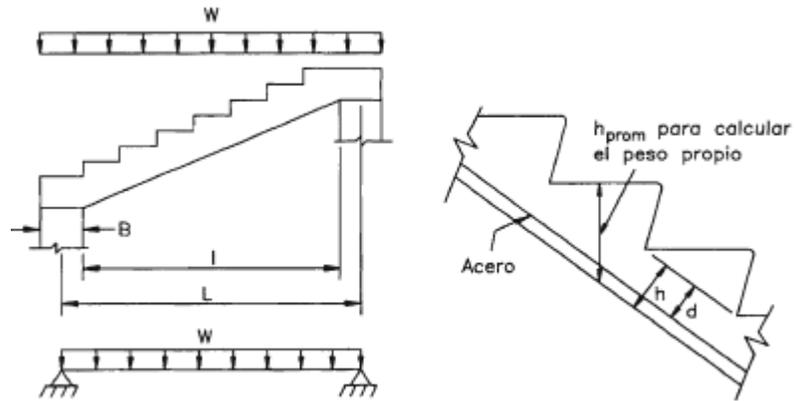
$$A_{smin.} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4 b_w * d}{f_y}$$

Escaleras

Las escaleras de hormigón armado, hoy en día siguen siendo las más utilizadas, porque resultan sencillas y económicas en su ejecución. Al mismo tiempo admiten gran cantidad de variantes, forma y, sobre todo, en sus elementos de apoyo.

Una escalera plantea, en general, un cálculo diferente al de otros elementos estructurales comunes, tales como una viga o un soporte. Y esto se debe principalmente a que es un elemento tridimensional.

Figura 14: Criterios para el diseño de escalera losa



Fuente: “Diseño de estructuras de hormigón armado” Harmsen Pág. 234

Armadura de la losa de la escalera:

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

Se debe comparar con la cuantía mínima de acero: NB 1225001-1 10.5.1

$$A_{smin.} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1,4 b_w * d}{f_y}$$

Estrategia de ejecución del proyecto

Son las que definen la calidad de obra que el Contratante desea ejecutar por intermedio del Contratista, en términos de calidad y cantidad.

Precios unitarios

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

Cómputos métricos

El trabajo de computar deberá ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación. Se procurara un orden que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones. No se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros, como en casos de cubiertas, pisos, revoques, pinturas, etc.

Presupuesto

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de obra, o de una de sus partes. Es, como su nombre lo indica, la predicción de un hecho futuro cuya magnitud debe representar con toda la exactitud con que ella pueda determinarse.

Planeamiento y cronograma

En toda actividad a realizar se requiere conocimientos precisos y claros de lo que se va a ejecutar, de su finalidad, viabilidad, elementos disponibles, capacidad financiera, etc. Es una etapa previa que se debe desarrollar separadamente y para la cual también puede utilizarse el método de la Ruta Crítica.

INGENIERIA DEL PROYECTO.-

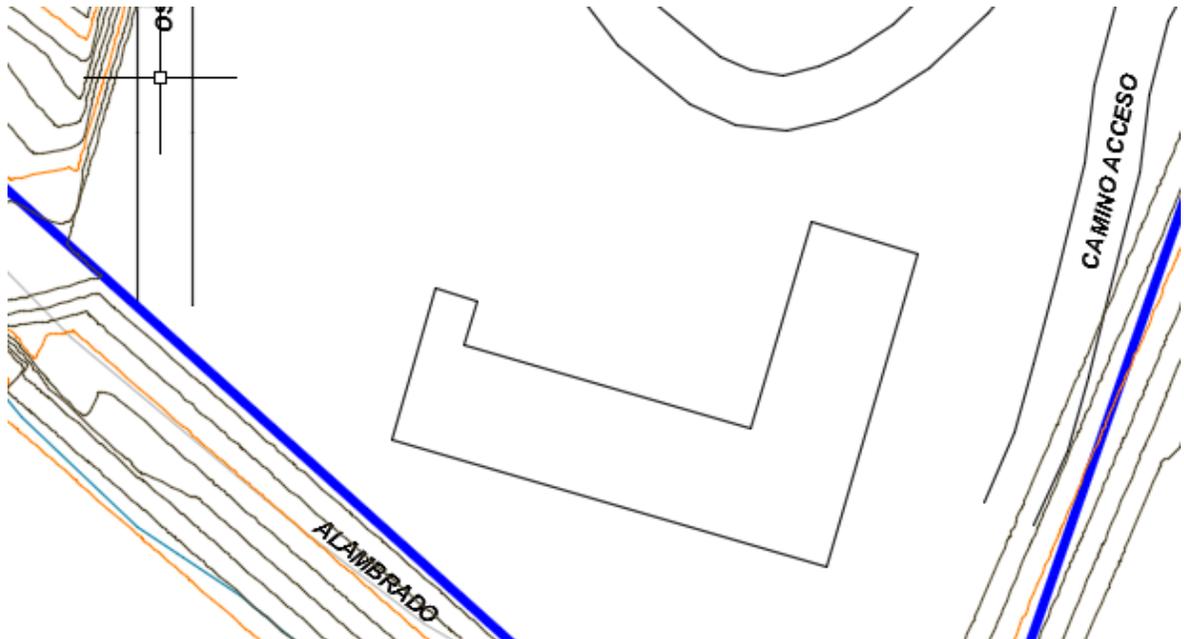
Análisis del levantamiento topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo.

El terreno para el emplazamiento del Colegio Rancho Norte cuenta con desniveles significativos que se encuentran siendo nivelados mediante maquinaria hasta la cota de la vía adyacente al terreno. El lugar de emplazamiento presenta en gran parte una cota para media de 1987 m.s.n.m. para el emplazamiento de bloques educativos canchas poli funcionales y patios cívicos. Siendo así innecesario fundar la estructura a niveles

diferenciados. Se puede observar el levantamiento topográfico en el **ANEXO 10 Plano de levantamiento topográfico.**

Figura 15: Plano de curvas de nivel: Emplazamiento Colegio Rancho Norte.



Fuente: Levantamiento topográfico Santa Bárbara G.A.M. de San Lorenzo,
Elaboración propia.

Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado el terreno donde se emplazara la obra (Rancho Norte), con ayuda de maquinaria y el equipo necesario para el ensayo (Cono Holandés, y S.P.T), de colaboración del Servicio Departamental de Caminos “SEDECA”, ya que el garaje de maquinaria pesada de Santa Bárbara de la institución mencionada se encuentra adyacente al terreno municipal, a petición escrita del postulante dirigida al director del S.E.D.E.C.A. por lo que el ensayo de laboratorio cuenta con el aval de esta institución y del técnico laboratorista encargado Modesto Villarrubia.

Figura 16: Pozos de observación Vista área.



Fuente: Google Earth, Elaboración propia.

Tabla 11: Coordenadas de pozos de observación.

COORDENADAS	Pozo 1	Pozo 2	Pozo 3
Norte	7627301.220	7627289.370	7627313.330
Este	317951.79	317992.23	317989.37

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12: Resumen de resultados en los pozos de observación.

Resumen pozo 1

Pozo 1	Profundidad	N° Golpes	Resistencia admisible	Clasificación de suelo
	m.		Kg/cm.2	SUCS
Cono Holandés	1.6	12	1.5	GC Grava arcillosa con arena
S.P.T.	2	15	2	GC Grava arcillosa
S.P.T.	3	12	3.5	SC Arena arcillosa con grava

Resumen pozo 2

Pozo 2	Profundidad	N° Golpes	Resistencia admisible	Clasificación de suelo
	m.		Kg/cm.2	SUCS
Cono Holandés	1.5	12	1.5	Gc Grava arcillosa grava arena arcilla
S.P.T.	2	10	3	SC Arena arcillosa con grava

Resumen pozo 3

Pozo 3	Profundidad	N° Golpes	Resistencia admisible	Clasificación de suelo
	m.		Kg/cm.2	SUCS
Cono Holandés	1.5	10	1.5	CL-ML Grava arcillosa Grava arena arcilla
S.P.T.	2.1	15	2	GC Grava arcillosa con arena

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que en el pozo más alejado al lecho de la quebrada (Pozo 3) la composición más superficial del suelo cambia a un suelo arcilloso pero profundizando se encuentra con un estrato de suelo común con los Pozos 1 y 2.

Analizando los tres pozos podemos observar que constan con características similares tanto en su estratificación como en su clasificación y en su esfuerzo admisible. La profundidad de fundación establecida es de 2 metros a partir del nivel de suelo tomando una resistencia de 2 kg/cm², observando dichos esfuerzos permisibles y que el suelo va mejorando sus características conforme se profundiza en los estratos, se pueden emplear las zapatas aisladas.

Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas diseño arquitectónico de acuerdo a las características propias de la comunidad y la provincia; en forma conjunta el personal técnico del Municipio de San Lorenzo con la sociedad se determinó la alternativa más acorde y funcional, que se procedió a aprobar.

Para el diseño arquitectónico se debió conocer las siguientes pautas:

1. Situación, tamaño y topografía del lugar.
2. Suministro de agua, electricidad, red de alcantarillado.

3. Necesidades de espacio, superficie, desniveles, relaciones de espacio.
4. Medios económicos para el proyecto.

Se tiene el diseño arquitectónico en el **ANEXO 10**

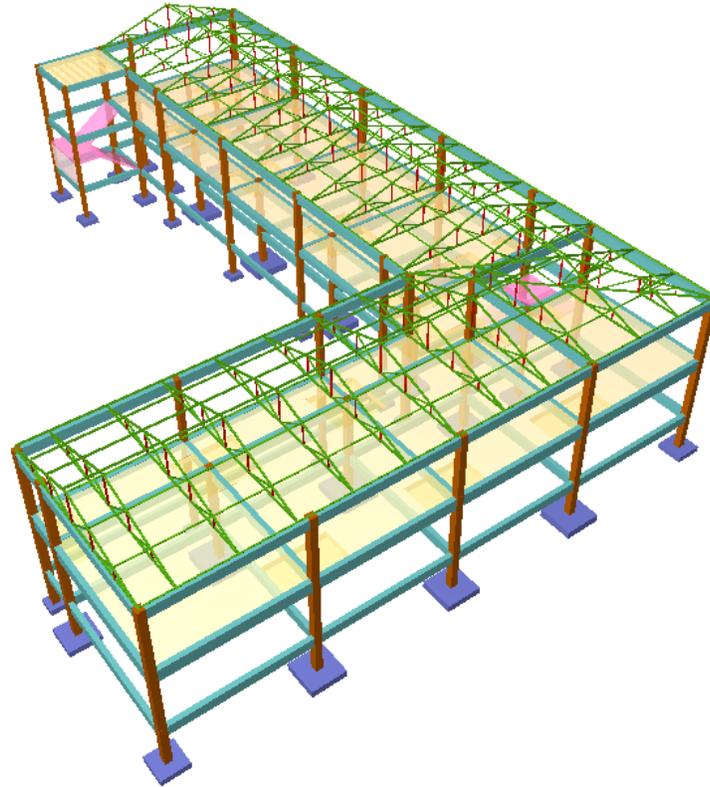
Planteamiento estructural o idealización de la estructura

Para el diseño estructural se utilizó el programa Cypecad 2016, para el diseño de la cercha metálica se realizó la comprobación de los elementos de manera manual mediante planillas de Microsoft Excel pero obteniendo los esfuerzos internos mediante el módulo de estructuras integradas de Cype 3D a la estructura.

Se tomaron las siguientes condiciones:

- Las vigas están empotradas en sus extremos.
- Los tramos de columnas intermedios se los considera doblemente empotrados con un factor de longitud efectiva igual a $k = 0.50$
- Los tramos de columnas que se unen a las zapatas y los que finalizan en la cubierta se los considera como simplemente apoyados en un extremo y empotrado en el otro, con un factor de longitud efectiva de $k = 0.70$
- Las zapatas son consideradas como apoyos empotrados para el análisis global de la estructura pero susceptible a asentarse o rotar justificando el valor de $k = 0.7$ entre la columna y zapata.
- Las cerchas que componen la cubierta se encuentran simplemente apoyadas sobre las vigas y para la simplificación se analiza de forma bidimensional.
- Los nervios de viguetas pretensadas de la losa aligerada están simplemente apoyadas sobre las vigas en una dirección.
- Las escaleras se apoyan desde el descanso sobre los muros de ladrillo, además de las vigas de hormigón armado que se encuentran al inicio y final de los tramos. Para su análisis se la diseña como una losa maciza bidireccional simplemente apoyada.

Figura 17: Esquema estructural del proyecto



Fuente: Cypecad, Elaboración propia.

Análisis cálculo y diseño estructural

Para el diseño estructural se utilizó el programa computacional Cypecad 2016.

Cargas a considerar

Las cargas permanentes sobre los diferentes elementos en la estructura se pueden encontrar detallados en el **ANEXO 2 B)**

Cargas vivas

La sobrecarga de uso se obtuvo de la tabla 4.1 de la norma NB 1225002 “Acciones sobre las estructuras, gravitacionales, reológicas y empujes de suelo” **ANEXO 2 A)**

Tabla 13: Sobrecargas de uso en escuelas aplicadas en el diseño para losas.

Aulas	300.00 kg/m ²
Corredores en pisos superiores a planta baja	400.00 kg/m ²
Baño	300.00 kg/m ²

Fuente: NB 1225002, Elaboración propia.

Carga de viento

Se determinó la velocidad básica del viento (V) de la tabla 2.4 del **ANEXO 2 A**), la cual se extrae de la norma NB1225003-1, del artículo 5.3.

Para la comunidad de Rancho Norte se obtuvo una velocidad básica de viento de 22.1 m/s.

Para escuelas secundarias con capacidad mayor a 150 personas la categoría de uso es III

El colegio Rancho Norte se encuentra dentro de la categoría de exposición C, la cual corresponde a terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores que 10,0 m.

Los anchos de banda en todas las plantas son de 29.45 en X y 40.70 en Y.

Tabla 14: Sobrecarga de viento por piso.

Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
CUBIERTA	2.597	1.783
PRIMER PISO	5.043	3.456
PLANTA BAJA	4.128	2.827

Fuente: Cypecad 2016, Elaboración propia.

Estructura de cubierta

Análisis de cargas para cubierta

Los estados de carga a considerar para el diseño son las que se describirán a continuación:

Sobrecargas de servicio

Se adoptará una sobrecarga de servicio de 80 kg/m^2 , correspondiente a un obrero

La carga por hielo que predomina en Tarija es el granizo, en el medio lamentablemente no se cuenta con datos precisos para evaluar una carga por granizo aceptable, en el SENAMHI existen registros sobre las más grandes granizadas ocurridas; pero estos datos están enfocados al campo agronómico y son evaluados de acuerdo al daño ocasionado a los cultivos y no así el espesor o la carga que este proporciona.

Ante estas circunstancias y buscando no omitir esta importante carga accidental; pero tampoco sobredimensionar la estructura, se adopta los siguientes valores para esta carga:

Para el caso de granizo se supone un espesor de 15cm. Sobre la cubierta por lo que se adopta un peso específico de 900 kg/m^3 .

$$W_{GRA.} = \gamma_G * h * \left(\frac{45^\circ - \alpha}{45^\circ} \right)$$
$$W_{GRA.} = 900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * \left(\frac{45^\circ - 18,17^\circ}{45^\circ} \right)$$
$$W_{GRA.} = 80,49 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cong 81 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

La carga de granizo no actúa conjuntamente la sobrecarga por lo tanto se toma la mayor carga resultando la sobrecarga por granizo 81 kg/m^2 .

La presión del viento será calculada en función a la velocidad básica correspondiente al lugar de diseño 100 Km/hr.(Según SENAMHI), para el valle central de Tarija y en función a la inclinación de la cubierta.

- Determinación de la presión del viento.

$$P = C * q$$

Donde:

p = Presión del viento en N/m^2

C = Coeficiente que depende de la posición e inclinación del techo.

q = Presión en función de la velocidad del viento en N/m^2 .

El valor de q se determina mediante:

$$q = 0,0484V^2 \quad (V = \text{Velocidad del viento en km/hr})$$

$$q = 0,0484 * 100^2$$

$$q = 484 N/m^2$$

El valor de C (C_1 para barlovento o C_2 para sotavento) se determina mediante la tabla del **ANEXO 5 A)** donde los valores negativos significan succión y para ángulos intermedios se puede interpolar linealmente:

Valores del coeficiente c

$$P_B = C_1 * q \rightarrow P_B = -0,50 * 484 \rightarrow P_B = -242 \frac{N}{m^2} = -24,20 \frac{kg}{m^2}$$

$$P_S = C_2 * q \rightarrow P_S = -0,27 * 484 \rightarrow P_S = -130,6 \frac{N}{m^2} = -13,07 \frac{kg}{m^2}$$

Cargas muertas

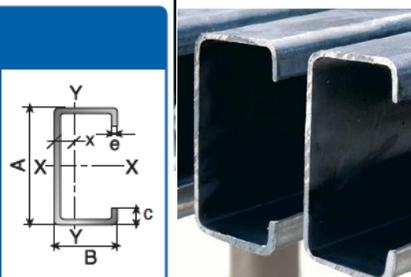
$$\text{Peso propio Calamina galvanizada \#26} = 4,22 \frac{kg}{m^2} + \text{accesorios} = 5 \frac{kg}{m^2}$$

Peso propio de las correas

Para las correas se usará un perfil C de especificación A36 según la A.S.T.M.

Tabla 15: Sección perfil Costanera

Especificaciones generales	
Largo Normal:	6 m. Otros largos previa consulta.
Recubrimiento:	Negro.
Terminación:	Extremos lisos de máquina.
Calidades normales:	A42-27ES. A37-24ES
Otras dimensiones:	A pedido, previa consulta a CINTAC.



Fuente: Catalogo Cintac

La sección a usar es C 100x50x15x3 de peso 4,95 kg/m. El peso y las propiedades geométricas de los diferentes perfiles utilizados en el proyecto se encuentran en el **ANEXO 2 C)**

Se pondrán las correas en cada nudo de la cuerda superior lo que sirve de soporte para las barras de sustentación de cubierta, como también brinda de estabilidad a la cercha metálica.

$$Largo\ total = 8\ Correas * 2.5m = 20\ m.$$

$$Peso = 20m. * 4.95 \frac{kg}{m} = 99\ kg.$$

$$Carga = \frac{99\ kg}{2.5\ m. * 9.75m.} = 4,06 \frac{kg}{m^2}$$

Correas

Carga que actúa sobre la correa:

Sobrecarga Carga de Granizo (S)=	82 kg/m ²	Plano inclinado
Carga de viento Barlovento (W)=	86.30 kg/m ²	Plano horizontal
Carga de viento a Sotavento (W)=	-24 kg/m ²	Plano perpendicular
Peso Propio (D)=	-13 kg/m ²	Plano perpendicular
Peso Cubierta + Accesorios(D)=	3.05 kg/m ²	Plano horizontal
	5.00 kg/m ²	Plano inclinado
	5.26 kg/m ²	Plano horizontal
Carga muerta total (D):	8.05 kg/m ²	Plano horizontal

Angulo de inclinación $\alpha =$ 18.17 °

Espaciamiento entre correas= 1.625 m.

Para la combinación de cargas en estados límites últimos no se considera la carga de viento debido a que es una carga favorable a los elementos.

Combinaciones LRFD

1. U = 1.4D	11.2646 kg/m ²
2. U = 1.2D + 0.5S	52.8071 kg/m ²
3. U = 1.2D + 1.6S	147.741 kg/m ²
4. U = 1.2D + 0.5S	52.8071 kg/m ²
5. U = 1.2D	9.65538 kg/m ²
6. U = 0.9D	7.24154 kg/m ²

La mayor combinación es: 147.741 kg/m²

Carga última por metro lineal

Peso total=	240.08 kg/m
-------------	-------------

Resistencia nominal a flexión:

Se comprueba que no hay abolladura en la sección revisar **ANEXO 3**, por lo que las propiedades se mantienen.

Resistencia nominal en y:

$$M_{ny} = F_Y * S_y$$

$\phi =$ 0.95 C3.1.1

Mny=	15925.00 kg*cm.
------	-----------------

Resistencia nominal en x:

$$M_{nx} = F_Y * S_x$$

$$\boxed{M_{nx} = 49838.88 \text{ kg*cm.}}$$

Resistencia nominal a pandeo lateral:

Me = Momento elástico crítico

$$\begin{aligned} C_b &= 1 & d &= 10 \text{ cm.} \\ k_y &= 1 \text{ cm.} & I_{yc} &= 10.26 \text{ cm.}^4 \\ &= 25 \\ L_y &= 0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$F_e = \frac{C_b * \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (k_y L_y)^2} \quad F_e = 1739.47 \frac{\text{kg/c}}{\text{m}^2}$$

Tensión crítica:

Para $F_e \geq 2.78 F_y \rightarrow F_c = F_y$

Para $2.78 F_y > F_e > 0.56 F_y \rightarrow F_c = \frac{10}{9} F_y * (1 - \frac{10 F_y}{36 F_e})$

Para $F_e \leq 0.56 F_y \rightarrow F_c = F_e$

$$\boxed{F_c = 1679.15 \text{ kg/cm}^2}$$

$$M_n = S_c F_c$$

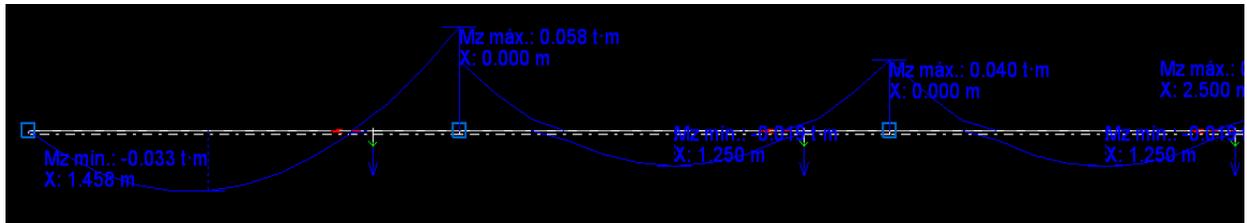
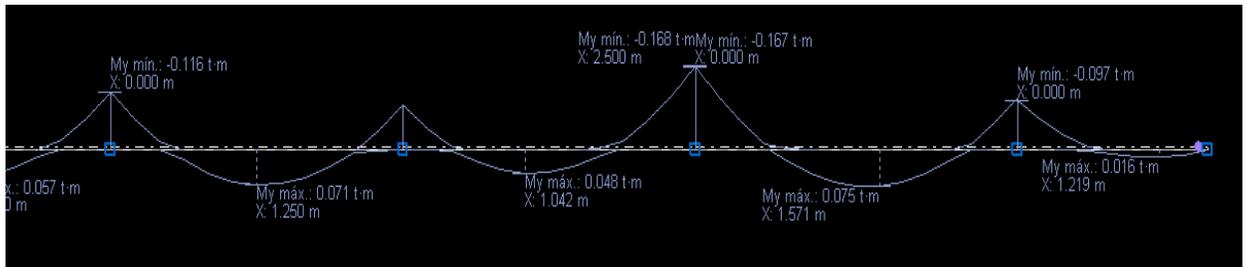
$$\boxed{M_{n2} = 32844.25 \text{ kg*cm.}}$$

La resistencia nominal de flexión, Mn, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo lateral.

$$\begin{aligned} M_n &= 49838.88 \text{ kg*cm.} \\ M_p &= 32844.25 \text{ kg*cm.} \end{aligned}$$

$$\boxed{M_{nx} = 32844.25 \text{ kg*cm.}}$$

Obtenida la resistencia nominal se procede a obtener los momentos últimos del programa Cypecad 2016 con su módulo de estructuras integradas Cype 3d.



Se obtiene el momento último de cada uno de los ejes en esta ocasión usaremos como momento máximo el siguiente:

$$M_{nx} = 32844,25 \text{ kg*cm}$$

$$M_{ny} = 15925 \text{ kg*cm}$$

Momento ultimo

$$M_{ux} = 16800 \text{ kg*cm.}$$

$$M_{uy} = 5800 \text{ kg*cm.}$$

Verificando momento nominal

$$\Phi = 0.95 \text{ C3.1.1} \quad \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\Phi = 0.9 \text{ C3.1.2}$$

$$\frac{M_{rx} + M_{ry}}{\Phi M_{cx} \quad \Phi M_{cy}} \quad 0.952 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

$$\frac{16800 \quad 5800}{29559.8 \quad 15128.75} \quad 0.952 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

Diseño por comprobación al corte

La resistencia nominal es:

$$\begin{array}{llll} K_v = & 5.34 & t = & 0.3 \text{ cm.} \\ F_y = & 2548 \text{ kg/cm}^2 & h = & 8.8 \text{ cm.} \\ E = & 2100000 \text{ kg/cm}^2 & A_w = & 2.64 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \quad F_v = 0,60 F_y \quad \phi = 1 \text{ Ec. C3.2-1}$$

$$\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.51 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \quad F_v = \frac{0,60 \sqrt{K_v E F_y}}{h/t} \quad \phi = 0,9 \text{ Ec. C3.2-2}$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.51 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \quad F_v = \frac{0,904 E K_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad \phi = 0,9 \text{ Ec. C3.2-3}$$

La resistencia nominal es:

$$F_v = 1528.80 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante es:

$$V_d = \phi * V_n$$

$$\phi V_n = 0,95 * F_v * A_w$$

$$V_u = 3834.23 \text{ kg}$$

La verificación por cortante

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$335.00 \leq 3834.23 \quad \text{Cumple}$$

Verificación de deflexión de la correa

Se verifica en estados límites de servicio:

Sobrecarga Carga de Granizo (S)=	82 kg/ m ²	Plano inclinado
	86.30 kg/m ²	Plano horizontal
Peso Propio (D)=	3.05 kg/m ²	Plano horizontal
	5.00 kg/m ²	Plano inclinado
Peso Cubierta + Accesorios(D)=	5.26 kg/m ²	Plano horizontal

Angulo de inclinación $\alpha = 18.17^\circ$

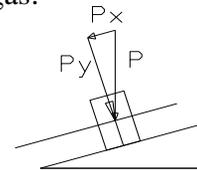
Espaciamiento entre correas= 1.625 m

Carga de servicio total por metro lineal: Carga de granizo + Carga por Peso Propio + Carga por Cubierta = $(86,3 \text{ kg/m}^2 + 3,05 \text{ kg/m}^2 + 5,26 \text{ kg/m}^2) * 1.625\text{m} = 96,52 \text{ kg/m}$

Como trabaja a flexión esviada se deben de descomponer las cargas:

$$\cos \alpha = \frac{W_y}{W} \rightarrow W_y = W * \cos \alpha = 48.91 \text{ kg/m}$$

$$\sin \alpha = \frac{W_x}{W} \rightarrow W_x = W * \sin \alpha = 149.02 \text{ kg/m}$$



AISC limita la deflexión de las vigas que soportan techos o losas susceptibles de agrietamiento, el UBC (Uniform Building Code), especifica valores de deflexión de $L/300$ en general pueden usarse esa deflexión máxima para edificaciones.

Verificación por deflexión

$$\Delta > f_{max}$$

$$\Delta = \frac{L}{300} \quad \Delta = 0.83333 \text{ cm}$$

$\Delta = 0.83 \text{ cm}$

Dirección Y

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_y \cdot L^4}{E \cdot I_x}$$

$f_{max} = 0.37 \text{ cm}$

$$0.37 \leq 0.83 \quad \text{Cumple}$$

Dirección X

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{W_x \cdot L^4}{E \cdot I_y}$$

$f_{max} = 0.58 \text{ cm}$

$$0.58 \leq 0.83 \quad \text{Cumple}$$

Cercha

Cargas que actúan sobre la cercha

Carga de granizo (S)= 82 kg/m² Plano inclinado

Carga viva en techos (Lr)= 80 kg/m² Plano inclinado

Carga de viento Barlovento (W)=	-24 kg/m ²	
Carga de viento a Sotavento (W)=	-13 kg/m ²	
Peso Propio (D)=	5.95 kg/m ²	Plano horizontal
Peso Cubierta (D)=	5 kg/m ²	Plano inclinado
Peso Correas (D) =	4.06 kg/m ²	Plano horizontal
Angulo de inclinación α =	18.17 °	
Espaciamiento entre correas=	1.75 m.	
Carga por cielo raso=	30 kg/m ²	Plano horizontal

Resumen de cargas consideras en el análisis sobre la cercha:

Carga muerta total (D) =	9.32 kg/m ²	Plano horizontal
Carga muerta inferior (D) =	30.00 kg/m ²	Plano horizontal
Carga muerta Pp (D _{PP}) =	5.95 kg/m ²	Plano horizontal
Carga de granizo (S) =	86.30 kg/m ²	Plano horizontal

Cargas por metro lineal

Los valores de las cargas consideradas en la cercha TIPO I por metro lineal, multiplicando las cargas por el espaciamiento entre cerchas de 2.50 m. para la cercha más crítica.

Carga muerta total (D) =	9.32 kg/m ²	Plano horizontal
--------------------------	------------------------	------------------

Peso total=	23.31 kg/m
-------------	------------

Carga muerta inferior (D) = 30.00 kg/m² Plano horizontal

Peso total=	75.00 kg/m
-------------	------------

Carga muerta Pp (D_{PP}) = 5.95 kg/m² Plano horizontal

Peso total=	14.86 kg/m
-------------	------------

Carga de granizo (S) = 86.30 kg/m² Plano horizontal

Peso total=	215.76 kg/m
-------------	-------------

Los esfuerzos axiales más críticos o envolventes de diseño para la comprobación de cada barra se obtienen a partir de combinaciones de diseño LRFD obtenidos mediante el programa de diseño y análisis Cypecad con su herramienta Cype 3D.

Las combinaciones de diseño especificadas en la norma CIRSOC 303 son tomadas de la norma ASCE 7-10. Para el proyecto considerando la situación propia del proyecto.

Combinaciones usadas en la verificación de la estructura.

1. $U = 1.4D$

2. $U = 1.2D + 0.5L$

Por razones constructivas se supondrá los elementos B1, B2, B3, B7, B8, B9 como elementos que tendrán las mismas dimensiones (sección), de la misma manera para las diagonales y montantes.

a) Elemento “B13, B15, B17”.- Este elemento está sujeto a Tracción

Propiedades de la sección:	80*40*15*2				
Area de la sección:	3.54	cm ² .	Fy:	2500	kg/cm ²
Inercia X:	35.25	cm ⁴ .	Fu:	4077	kg/cm ²
Inercia Y:	8.07	cm ⁴ .	Pu:	1766	kg.
Radio de giro x:	3.16	cm.	L:	1.6	m.
Radio de giro y:	1.51	cm.	Ø=	0.9	Ec. C2-1

1.- Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\Phi P_n = \Phi_t F_Y * A_g$$

$$\Phi P_n = 0.90 F_Y * A_g$$

$\Phi P_n =$	7965.00 kg.
--------------	-------------

2.- Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$\Phi P_n = \Phi_t F_u * A_g$$

$$\Phi P_n = 0.75 F_u * A_g$$

*Como se trata de una conexión soldada transversalmente U=1 por lo que Ae=Ag

$\Phi P_n =$	10824.44 kg.
--------------	--------------

Verificando la resistencia nominal

1.- Por fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_U \leq \Phi_t F_Y * A_g$$

$$1766.00 \leq 7965.00$$

Cumple

2.- Por ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_U \leq \phi_t F_u * A_e$$

$$1766.00 \leq 10824.44 \text{ Cumple}$$

Verificando la esbeltez máxima preferible

$$\frac{L_{efec.}}{r_{min.}} = \frac{KL}{r_{min.}} \leq 300$$

K:1

$$105.96 \leq 300.00 \text{ Cumple}$$

b) Elemento "B7, B8, B9".- Este elemento está sujeto a Compresión

Propiedades de la sección: 80*40*15*2

Area de la sección:	3.54	cm ² .	Fy:	2548	kg/cm ²
Inercia X:	35.3	cm ⁴ .	Fu:	4077	kg/cm ²
Inercia Y:	8.07	cm ⁴ .	E:	2100000	kg/cm ²
Radio de giro x:	3.16	cm.	Pu:	-1489	kg
Radio de giro y:	1.51	cm.	L:	1.9438	m.

La tensión de pandeo elástico o de Euler es:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 1250.75 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión de pandeo torsional es:

ro:	4.876	cm.	G:	807692.31	kg/cm ²
kt:	1		J:	0.047	cm.
Lt:	194.38	cm.	Cw:	131.48	cm ⁶ .

$$F_{et} = \sigma_t = \frac{1}{A * (r_o)^2} \left[G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{(k_t * L_t)^2} \right] \quad F_e = 1309.47 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión de pandeo flexotorsional es:

$$\begin{array}{ll} x_o: & -3.395 \text{ cm.} & L_x: & 194.38 \text{ cm.} \\ k_y: & 1 & r_x: & 3.157 \text{ cm.} \end{array}$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \quad \beta = 0.52 \quad \sigma_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k_x L_x}{r_x} \right)^2} \quad \sigma = 5467.2011$$

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

$$F_e = 1158.47 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión F_e es la menor entre las calculadas:

$F_e = 1158.47 \text{ kg/cm}^2$

Verificando la tensión de pandeo por flexión:

$Q=Q_a=1$ Por ser esbelto con todos los elementos atiesados

a.- Clasificación de la columna:

$$\lambda_c \leq 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \text{ Col. Corta o Intermedia}$$

$$\lambda_c > 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \text{ Col. Larga}$$

$$\text{Donde: } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

$$\lambda_c = 1.483 \leq 1.50 \quad \text{Corta o Intermedia}$$

b.- La tensión de pandeo por flexión es:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \text{ Col. Corta o Intermedia} \quad F_{cr} = 0.877 F_e \text{ Col. Larga}$$

Fn= 1014.84 kg/cm ²

Corta o Intermedia

Resistencia nominal de compresión por flexión:

Se puede consultar el cálculo del área efectiva en el **ANEXO 3**

Area efectiva: 3.54 cm².

$$\phi P_n = \phi_c F_n * A_e$$

$$\phi P_n = 0.85 F_n * A_e$$

$\phi P_n = 3053.65 \text{ Kg.}$

Verificando la resistencia nominal:

1.- Por fluencia en tracción en la sección efectiva:

$$P_U \leq \phi_c F_n * A_e$$

$$1489.00 \leq 3053.65$$

Cumple

Verificando la esbeltez máxima preferible:

$$\frac{L_{efec.}}{r_{min.}} = \frac{KL}{r_{min.}} \leq 200$$

$$128.73 \leq 200.00 \text{ Cumple}$$

c) Elemento “B7, B8,B9”.- Este elemento está sujeto a Tracción

Propiedades de la sección:	2Ca 80*40*15*2				
Area de la sección:	12.6165	cm ² .	Fy:	2500	kg/cm ²
Inercia X:	195.7635	cm ⁴ .	Fu:	4077	kg/cm ²
Inercia Y:	177.0911	cm ⁴ .	Pu:	6053	kg.
Radio de giro x:	3.9391	cm.	L:	1.625	m.
Radio de giro y:	3.7465	cm.	Ø=	0.9	Ec. C2-1

1.- Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$\Phi P_n = \Phi_t F_Y * A_g \qquad \Phi P_n = 0.90 F_Y * A_g$$

$\Phi P_n = 28387.13 \text{ kg.}$

2.- Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$\Phi P_n = \Phi_t F_u * A_g \qquad \Phi P_n = 0.75 F_u * A_g$$

*Como se trata de una conexión soldada transversalmente U=1 por lo que Ae=Ag

$\Phi P_n = 38578.10 \text{ kg.}$

Verificando la resistencia nominal:

1.- Por fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_U \leq \Phi_t F_Y * A_g$$

$$6053.00 \leq 28387.13 \text{ Cumple}$$

2.- Por ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_U \leq \Phi_t F_u * A_e$$

$$6053.00 \leq 38578.10 \text{ Cumple}$$

Verificando la esbeltez máxima preferible:

$$\frac{L_{efec.}}{r_{min.}} = \frac{KL}{r_{min.}} \leq 300$$

$$43.37 \leq 300.00 \text{ Cumple}$$

d) Elemento “B7, B8,B9”.- Este elemento está sujeto a Compresión

Propiedades de la sección: 2Ca 80*40*15*2

Area de la sección:	7.07	cm ² .	Fy:	2548	kg/cm ²
Inercia X:	195.7635	cm ⁴ .	Fu:	4077	kg/cm ²
Inercia Y:	177.0911	cm ⁴ .	E:	2100000	kg/cm ²
Radio de giro x:	3.158	cm.	Pu:	-6384	kg.
Radio de giro y:	2.9536	cm.	L:	1.7103	m.

La tensión de pandeo elástico o de pandeo de Euler es:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e = 6181.27 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión Fe es la menor entre las calculadas:

Fe= 6181.27 kg/cm ²

Verificando la tensión de pandeo por flexión:

Q=Qa=1 Por ser esbelto con todos los elementos atiesados

a.- Clasificación de la columna:

$$\lambda_c \leq 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \text{ Col. Corta o Intermedia}$$

$$\lambda_c > 1.5 \left(\text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \text{ Col. Larga}$$

Donde: $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$
 $\lambda_c = 0.64 \leq 1.50$ **Corta o Intermedia**

b.- La tensión de pandeo por flexión es:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \text{ Col. Corta o Intermedia} \quad F_{cr} = 0.877 F_e \text{ Col. Larga}$$

$F_n = 2144.22 \text{ kg/cm}^2$	Corta o Intermedia
---------------------------------	---------------------------

Resistencia nominal de compresión por flexión:

Se puede consultar el cálculo del área efectiva en el **ANEXO 3**

Area efectiva: 7.07 cm^2 .

$$\phi P_n = \phi_c F_n * A_e$$

$$\phi P_n = 0.85 F_n * A_e$$

$\Phi P_n = 12885.70 \text{ kg.}$

Verificando la resistencia nominal:

1.- Por fluencia en tracción en la sección efectiva:

$$P_U \leq \phi_c F_n * A_e$$

$$6384.00 \leq 12885.70 \text{ **Cumple**}$$

Verificando la esbeltez máxima preferible:

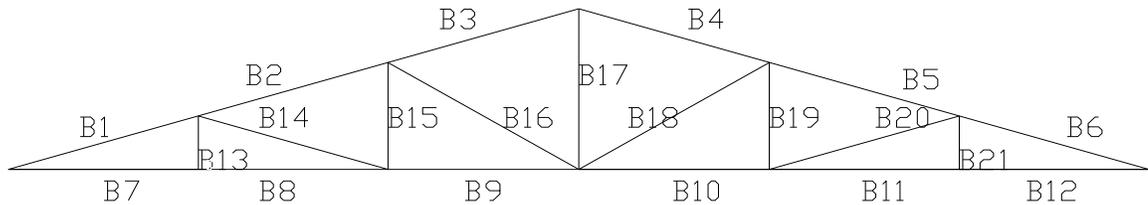
$$\frac{L_{efec.}}{r_{min.}} = \frac{KL}{r_{min.}} \leq 200$$

$$57.91 \leq 200.00 \text{ **Cumple**}$$

A continuación se presenta una tabla resumen de la verificación de las barras:

CERCHA 1					
L	Barra	Ru	ØRn	Sección	Verifica:
m.		kg	kg		
1.7103	B1	-6383	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.7103	B2	-5271	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.7103	B3	-3965	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.7103	B4	-3960	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.7103	B5	-5269	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.7103	B6	-6384	-12885.70	2Ca 80*40*15*2	Cumple
1.625	B7	6039	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
1.625	B8	6039	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
1.625	B9	5017	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
1.625	B10	5024	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
1.625	B11	6053	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
1.625	B12	6053	28387.13	Ca80*40*15*2	Cumple
0.5333	B13	175	7965.00	Ca80*40*15*2	Cumple
1.7103	B14	-1077	-3053.65	Ca80*40*15*2	Cumple
1.0667	B15	544	7965.00	Ca80*40*15*2	Cumple
1.9438	B16	-1489	-3053.65	Ca80*40*15*2	Cumple
1.6	B17	1766	7965.00	Ca80*40*15*2	Cumple
1.9438	B18	-1489	-3053.65	Ca80*40*15*2	Cumple
1.0667	B19	546	7965.00	Ca80*40*15*2	Cumple

1.7103	B20	-1083	-3053.65	Ca80*40*15*2	Cumple
0.5333	B21	175	7965.00	Ca80*40*15*2	Cumple



De manera similar se dimensiona los componentes de las demás cerchas, en el **ANEXO 5** se encuentran las comprobaciones mediante Cype 3D de cada cercha. También en el **ANEXO 11** se incluye el plano completo de la cubierta.

Entrepiso de Losa alivianada con viguetas pretensada

Fps se puede obtener a partir de las ecuaciones de equilibrio, relaciones tensión. Deformación y compatibilidad de las deformaciones. Sin embargo este análisis es laborioso.

En NB 1225001-1 18.7.2 se presentan ecuaciones aproximadas que permiten calcular fps aproximadamente siempre y cuando fse no sea menor que 0.50fpu. Se puede ver el cálculo en el **ANEXO 7** conjuntamente se encontrara la ficha técnica del tipo de vigueta elegido para cumplir con las solicitaciones que tiene la estructura.

Escalera

El cálculo de la escalera como estructura complementaria se puede consultar en el **ANEXO 8**.

Viga de hormigón armado

El código NB 1225001-1 en el apartado 9.5.2 especifica un peralte mínimo para limitar las deflexiones a valores razonables cuando no se calculan estas.

El ingeniero Genner Villareal Castro establece que: “Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre.” Debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

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

El ancho es variable de 0.3 a 0.5 veces su altura, teniendo en cuenta un ancho mínimo de 25cm, con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y la presencia de cangrejeras y la altura mínima para vigas con ambos extremos continuos es de $h = L/21 = 35 \text{ cm}$.

Para este trabajo inicialmente se asumió un peralte de vigas de 65 cm para una luz libre de 7.5 metros, el cual después fue reducido a 60 cm, obteniéndose finalmente vigas de 25x60 centímetros.

Dimensionamiento a flexión por el bloque rectangular de compresiones

VIGA- 220

ARMADURA

$b = 25.00 \text{ cm}$.



$h = 60.00 \text{ cm}$.

Datos:

$h = 60 \text{ cm}$. Alto pieza.

$b = 25 \text{ cm}$. Ancho pieza

$r_{mec} = 3 \text{ cm}$. Recubrimiento mecánico

$r_{efec} = 6.25 \text{ cm}$. Recubrimiento efectivo

$L = 7.50 \text{ m}$. Luz de calculo

Como la sección es rectangular determinamos la altura del bloque de compresiones “a” con la siguiente ecuación:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f_c' * b * d^2}} \right]$$

Donde:

$d = 53.75$ cm. Altura al canto útil.
 $f'_c = 210$ kg/cm² Resistencia característica del hormigón.
 $b = 25$ cm. Ancho de la pieza

Sustituyendo valores en la ecuacion anterior:

Izq.	$M_U = -1733000$	kg*cm	$a = 8.74$	cm
Centro	$M_U = 1312000.0$	kg*cm	$a = 6.47$	cm
Der.	$M_U = -920000.0$	kg*cm	$a = 4.45$	cm

Determinación de la armadura para la sección

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

Donde:

$f'_c = 210$ kg/cm² Resistencia característica del hormigón.
 $b = 25$ cm. Ancho de la pieza.
 $a = 6.47$ cm. Altura del bloque de compresiones.
 $f_y = 4200$ kg/cm² Resistencia del acero.

Sustituyendo valores en la ecuacion anterior:

$A_s = 9.284$	cm ²	Refuerzo negativo izquierda
$A_s = 6.871$	cm ²	Refuerzo positivo centro
$A_s = 4.723$	cm ²	Refuerzo negativo derecha

La armadura a colocarse en la pieza debe cumplir con los requisitos de armadura máxima y mínima.

Armadura mínima

La armadura mínima en vigas según la sección 10.5 de la normativa NB 1225001-1 no debe ser menor que:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq 1.4 * b_w * \frac{d}{f_y}$$

$$A_{s \min} \geq 3.67 \text{ cm}^2 \geq 4.48 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9.284 \text{ cm}^2$. La armadura calculada es mayor a la mínima

$A_s = 6.871 \text{ cm}^2$. La armadura calculada es mayor a la mínima

$A_s = 4.723 \text{ cm}^2$. La armadura calculada es mayor a la mínima

Armadura máxima

La armadura máxima garantiza que el acero entrara en fluencia antes que ocurra la rotura del hormigón.

$$A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d \quad (1)$$

La cuantía máxima se toma como 0.625 de la cuantía en rotura simultánea, asegurando una falla a tracción con $\epsilon_t > 0.005$

$$\rho_{\max} = 0,625 \rho_b \quad (2)$$

De la compatibilidad de deformaciones obtenemos:

$$c = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} * d \quad (3)$$

La relación entre "a" (altura del bloque de compresiones) y "c", está dada por un factor beta (β).

$$a = \beta * c$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

Entonces para hallar la armadura máxima se reemplazan las ecuaciones 1, 2, 3, 4 en 5

$$A_{s \max} = \left[0,85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \right) \right]$$

Donde:

$$\beta = 0.85 \quad \text{para } f'_c < 280 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

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

$$b = 25.0 \quad \text{cm}$$

$$d = 53.8 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$E_s = 2.1E+06 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$A_{smax} = 18.204 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 9.284 \text{ cm}^2. \quad \text{La armadura calculada es menor a la máxima}$$

$$A_s = 6.871 \text{ cm}^2. \quad \text{La armadura calculada es menor a la máxima}$$

$$A_s = 4.723 \text{ cm}^2. \quad \text{La armadura calculada es menor a la máxima}$$

La armadura a colocarse cumple con los requisitos de armadura máxima y mínima.

$A_s = 9.284 \text{ cm}^2.$	$A_s = 6.871 \text{ cm}^2.$	$A_s = 4.723 \text{ cm}^2.$
$A_s = 928.434 \text{ mm}^2.$	$A_s = 687.086 \text{ mm}^2.$	$A_s = 472.349 \text{ mm}^2.$

Donde:

$$b = 25.00 \text{ cm.}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 4$$

$$D = 16 \text{ mm.}$$

$$\text{Area} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

$$N^\circ \text{ barras} = 2$$

$$D = 12 \text{ mm.}$$

$$\text{2da capa Area} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Donde:

$$b = 25.00 \text{ cm.}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 2$$

$$D = 16 \text{ mm.}$$

$$\text{Area} = 4.02 \text{ cm}^2.$$

$$N^\circ \text{ barras} = 3$$

$$D = 12 \text{ mm.}$$

$$\text{Area} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

Donde:

$$b = 25.00 \text{ cm.}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 2$$

$$D = 16 \text{ mm.}$$

$$\text{Area} = 4.02 \text{ cm}^2.$$

$$N^\circ \text{ barras} = 2$$

$$D = 10 \text{ mm.}$$

$$\text{2da capa Area} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 10.304 \text{ cm}^2.$$

Cumple con la resistencia

$$A_s = 7.414 \text{ cm}^2.$$

Cumple con la resistencia

$$A_s = 5.592 \text{ cm}^2.$$

Cumple con la resistencia

Armadura de corte

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante está basado en:

$$V_U = \phi * V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el concreto y del que debe resistir el esfuerzo, entonces:

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

Resistencia proporcionada por el concreto

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

$f'_c = 210$ Resistencia característica del Hormigón (kg/cm²)

$b_w = 25$ Ancho del alma de la sección (cm)

$d = 53.8$ Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero (cm)

Reemplazando valores:

$$V_c = 10320.58 \text{ kg.}$$

Diseño del refuerzo de cortante (NB 1225001 11.4.6.1)

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

1. Si $V_u < 0,5(\phi V_c)$ → No necesita → Colocar armadura constructiva.
2. Si $0,5(\phi V_c) \leq V_u \leq \phi V_c$ → No necesita → Colocar armadura mínima, A_v mín.
3. Si $V_u > \phi V_c$ → Se debe calcular el área necesaria de refuerzo y no debe ser menor que A_v mín.

Dónde: $\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$V_u = 13842.00 \text{ kg}$	$d = 53.8 \text{ cm.}$	3	Calcular refuerzo
$V_u = 5618.00 \text{ kg}$	$L/4 = 179.3 \text{ cm.}$	2	A_v min
$V_u = 730.00 \text{ kg}$	$L/2 = 358.5 \text{ cm.}$	1	Armadura constructiva
$V_u = 4203.00 \text{ kg}$	$3L/4 = 537.8 \text{ cm.}$	2	A_v min

$$V_u = 12052.00 \text{ kg} \quad L-d = 663.3 \text{ cm.} \quad 3 \text{ Calcular refuerzo}$$

Donde se utilice refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Reemplazando la ecuación 2 en 1 y despejando S, en función del área de acero de refuerzo de cortante:

$$s \leq \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

A_v = Area necesaria de acero que se supondrá para el calculo

$$\text{Diámetro} = 6 \text{ mm} \quad (\text{Supuesto})$$

$$\text{Nro. de Piernas} = 2 \quad (\text{Supuesto})$$

$$A_v = 0.57 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 53.8 \text{ cm.}$$

$$V_u = 13842.00 \text{ kg.}$$

$$V_c = 10320.58 \text{ kg.}$$

Sustituyendo valores en la ecuación:

$$s \leq 156.92 \text{ mm}$$

$$s \leq 15.69 \text{ cm}$$

Constructivamente la separación entre barras será:

$$s = 15.00 \text{ cm}$$

Entonces la resistencia nominal proporcionada por el refuerzo de cortante para dos piernas es igual:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$V_s = 8510.574 \text{ kg}$$

Límite para el espaciamiento del refuerzo de cortante

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicular al eje del elemento no debe exceder de $d/2$. Ni de 600 mm.

Las separaciones máximas dadas se deben reducir a la mitad, donde V_s sobrepase

$$V_s \geq (1,06\sqrt{f'_c}) * b_w * d \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Reemplazando valores:

$$8510.57 \text{ kg} \geq 20641.15 \text{ kg} \text{ NO EXCEDE}$$

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de:

$$S_{\max.} = d/2 \rightarrow S_{\max} = 26.88 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = 60.0 \text{ cm.} \rightarrow S_{\max} = 60.0 \text{ cm.}$$

Entonces el espaciamiento máximo no debe ser mayor que:

$$S = 15.0 \text{ cm.} \leq 26.88 \text{ cm.} \text{ CUMPLE}$$

Refuerzo cortante mínimo

El área calculada debe ser mayor al A_v mín.:

$$A_{v,\min} = 0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_y} \geq \frac{3.5 * b_w * S}{f_y}$$

$$A_v \min = 0.259 \text{ cm}^2 \geq 0.313 \text{ cm}^2$$

Comparando los dos valores adoptamos el mayor:

$$A_{v,\min.} = 0.31 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada es mayor a la mínima

Fuerza cortante máximo.

Vs no debe considerarse mayor que:

$$V_s \leq 2,12b_w d \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando valores:

$$V_s \text{ máx.} = 41282.310 \text{ kg}$$

$$V_s \text{ cal.} = 8510.57 \text{ kg.} < 41282.310 \text{ kg.}$$

Resistencia nominal a cortante

$$V_u = \phi * (V_c + V_s)$$

$$\phi V_n = 14123.36 \text{ kg*cm}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$14123.36 > 13842.000$$

Cumple con la resistencia

Diseño del refuerzo a torsión

Se permite despreciar la torsión según la norma en Nb 11.5.1

Si $T_u < 0,5(\phi T_{th})$

$$T_u \leq \phi 0.265 \sqrt{f'_c} \left[\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right]$$

$A_{cp} = 1500 \text{ cm}^2$ Area encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto

$A_{oh} = 1026 \text{ cm}^2$ Area encerrada por la línea central de los estribos cerrados más externos

$A_o = 872.1 \text{ cm}^2$ Area total encerrada por la trayectoria del flujo cortante

$P_{cp} = 170 \text{ cm.}$ Perímetro exterior de la sección transversal

$P_h = 146 \text{ cm.}$ Perímetro de la línea central del refuerzo por torsión cerrado más externo

Reemplazando valores:

$$T_u = 38119.78 \text{ kg.*cm}$$

$\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$$T_u = 3000.00 \text{ kg.*cm} \quad d = 12.5 \text{ cm. No Necesita refuerzo de torsión}$$

$$T_u = 5000.00 \text{ kg.*cm.} \quad L-d = 193.8 \text{ cm. No Necesita refuerzo de torsión}$$

Verificación en estados límites de servicio

Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura. NB 1225001-1 9.5.1

Flecha activa en la sección para la combinación de acciones: Peso propio, carga muerta, sobrecarga de uso:

$$f_a, \max \leq f_a. \lim$$

Para elemento que soporten o estén ligados a muros divisorios, u otros elementos susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes y para todos los elementos de concreto preesforzadas a flexión, deben limitarse a los valores de la Tabla 9.5(b).

TABLA 9.5(b) — DEFLEXIÓN MÁXIMA ADMISIBLE CALCULADA

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/360$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado 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) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{\S}$

Deflexión a largo plazo por carga muerta más carga viva durante 5 años $f(t_{ed})$: 2.67 mm. Flecha total producida hasta el instante 3 meses

$f_{T, \max}(t_{ed}, \infty)$: 15.23 mm. Flecha total máxima producida a partir del instante 3 meses

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

$$f_{A,max.} = 12.56 \text{ mm.}$$

$$f_{Alim} = \frac{L}{480} = \frac{7200}{480}$$

$$f_{A,lim.} = 15.00 \text{ mm.}$$

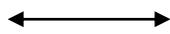
$$12.56 < 15.000$$

Cumple con la deflexión límite

Columna

COLUMNA C-38

$$b = 35.00 \text{ cm.}$$



$$h = 35.00 \text{ cm.}$$

Datos:

$$h = 35 \text{ cm. Largo pieza.}$$

$$b = 35 \text{ cm. Ancho pieza}$$

$$r_{mec.} = 3 \text{ cm. Rec. Mecánico}$$

$$r_{efec.} = 4.4 \text{ cm. Rec. Efectivo}$$

$$L = 3.60 \text{ m. Luz de calculo}$$

$$E_c = 220268.927 \text{ kg/cm}^2$$

Índice de estabilidad del piso

Se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\sum P_u * \Delta_o}{V_{us} * l_c} \leq 0,05$$

$$\Sigma P_{UPP} = 465.2 \text{ t.}$$

$$\Sigma P_{UL} = 245.2 \text{ t. } \Delta_{ox} = 0.001 \text{ m.}$$

$$\Sigma P_{UCM} = 285.7 \text{ t.}$$

$$\Sigma V_{UX} = 7.64 \text{ t. } \Delta_{oy} = 0.001 \text{ m.}$$

$$\Sigma P_{UD} = 750.9 \text{ t.}$$

$$\Sigma V_{UY} = 5.24 \text{ t. } l_c = 3.60 \text{ m.}$$

$$Q_x = 0.030$$

$$Q_y = 0.040$$

Pórtico arriostrado

Pórtico arriostrado

Verificación de la esbeltez

Elementos que intervienen en el punto A

Viga	b(cm.)	h(cm.)	L(cm.)	I (cm ⁴)	0.35 I _g	ExI/L
1	25	60	720	450000	157500	48183827.7
2	25	60	720	450000	157500	48183827.7
3	25	60	762.5	450000	157500	45498171.7
4	25	60	207.5	450000	157500	167192077
Col.	b(cm.)	h(cm.)	L(cm.)	I (cm ⁴)	0.70 I _g	ExI/L
1	35	35	360	125052.083	87536.4583	53559893.6

Elementos que intervienen en el punto B

Viga	b(cm.)	h(cm.)	L(cm.)	I (cm ⁴)	0.35 I _g	ExI/L
1	25	50	720	260416.667	91145.8333	27884159.5
2	25	50	720	260416.667	91145.8333	27884159.5
3	25	50	737.5	260416.667	91145.8333	27222501.5
Col.	b(cm.)	h(cm.)	L(cm.)	I (cm ⁴)	0.70 I _g	ExI/L
1	35	35	360	125052.083	87536.4583	53559893.6
2	35	35	220	125052.083	87536.4583	87643462.3

$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)} \quad \psi_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_g I_g}{L_g} \right)}$$

$$\Psi_A = 0.173 \quad \Psi_B = 1.70$$

El valor de K se puede determinar con el menor valor entre las siguientes ecuaciones sugeridas en los comentarios de la ACI R 10.12.1 o con el nomograma de Jackson y Moreland del **ANEXO 6**.

$$k = 0.7 + 0.05 * (\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0$$

$$k = 0.79$$

$$k = 0.86$$

$$\frac{K * lu}{r} < 34 - 12 * \left(\frac{M1}{M2} \right) \text{ Para pórticos arriostrados}$$

$$k = 0.85 + 0.05 * \Psi_{min.} \leq 1.0$$

Donde:

$l_u = 280$ cm. Altura libre de la columna.

$K = 0.79$ cm. Ancho de la pieza.

$r = 10.12$ cm. Radio de giro mínimo

$M_{1x} = 0.04$ t*m Menor momento de extremo factorizado

$M_{2x} = 0.41$ t*m Mayor momento de extremo factorizado

$M_{1y} = 0.63$ t*m Menor momento de extremo factorizado

$M_{2y} = 2.37$ t*m Mayor momento de extremo factorizado

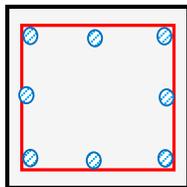
Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

Eje X	Eje Y
21.97 < 32.829	21.97 < 30.810
Es columna corta	Es columna corta

Diseño por diagrama de interacción de la columna.

Datos de la sección:

$\beta = 0.85$ para $f'_c < 280 \text{Mpa}$



$L = 35 \text{cm.}$

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 35.0 \text{ cm}$

$b = 35.0 \text{ cm}$

$L = 35 \text{ cm.}$

$d = 30.6 \text{ cm}$

Nº barras Esq = 4

$d' = 4.4 \text{ cm}$

$D = 16 \text{ mm.}$

$\epsilon_{cu} = 0.003$

Nº barras L. = 4

$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$D = 12 \text{ mm.}$

$A_s = 12.57 \text{ cm}^2.$

$A_g = 1225 \text{ cm}^2.$

$$\rho = 0.01$$

Límite del refuerzo

$$0.01 \leq \rho \leq 0.08$$

$$0.01 < 0.010 < 0.080$$

Está dentro del rango

Se recomienda que la cuantía sea menor al 3% para asegurar la ductilidad de la columna.

Construcción del diagrama de interacción

El punto inicial:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

$$P_o = 269198.159 \text{ kg.}$$

La resistencia axial de diseño Pn de elementos en compresión no debe tomarse mayor que:

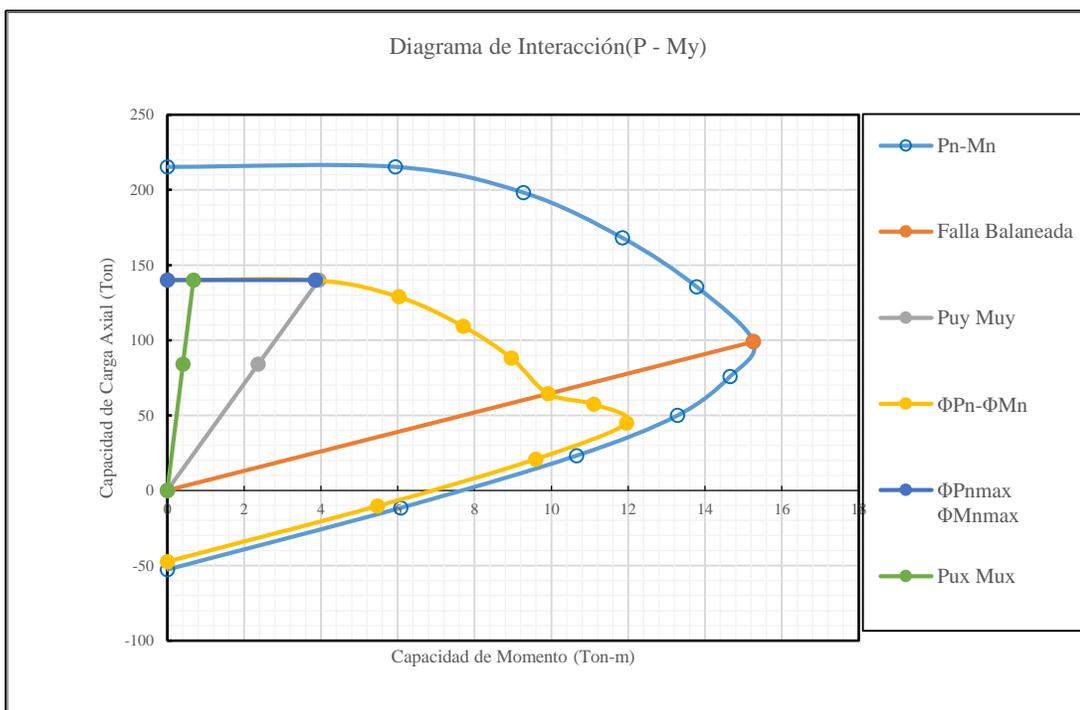
$$P_{nMAX} = 0.80 * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_{nMAX} = 215358.528 \text{ kg.}$$

$$\Phi P_{nMAX} = 139983.043 \text{ kg.}$$

Diagrama de Interacción X				Diagrama de Interacción Y				Falla Balanceada	
Pn	Mn	ΦPn	ΦMn	Pn	Mn	ΦPn	ΦMn	P	M
215.3	0	140	0	215.3	0.0	140.0	0	0.00	0.00

215.3	5.94	140	3.861	215.3	-5.9	140.0	3.861	99.04	15.26
198.2	9.272	128.9	6.027	198.2	-9.3	128.9	6.027	99.04	-15.26
168.1	11.85	109.2	7.706	168.1	-11.9	109.2	7.706	ΦP_{nmax}	ΦM_{nmax}
135.4	13.79	88.04	8.961	135.4	-13.8	88.0	8.961	140	3.861
99.04	15.26	64.37	9.92	99.0	-15.3	64.4	9.92	140	3.861
75.75	14.65	57.39	11.1	75.8	-14.7	57.4	11.1	P_{uy}	M_{uy}
49.84	13.28	44.86	11.96	49.8	-13.3	44.9	11.96	84.05	2.370
23.12	10.66	20.8	9.595	23.1	-10.7	20.8	9.595	P_{ux}	M_{ux}
-11.6	6.083	-10.5	5.474	-11.6	-6.1	-10.5	5.474	84.05	0.410
-52.8	0	-47.5	0	-52.8	0.0	-47.5	0		



Se proyecta la línea de cargas factorizadas, hasta intersectar el diagrama de interacción, para encontrar la resistencia nominal.

Resistencia nominal

Al tratarse de una columna rectangular el diagrama de interacción es el mismo para las dos direcciones.

ΦP_{ny}	ΦM_{ny}
0	0
84.05	2.37

ΦP_{nx}	ΦM_{nx}
0	0
84.05	0.41

$$\left| \frac{140}{3.947} \right| \quad \left| \frac{140}{0.683} \right|$$

A partir de la relación de cargas recíprocas de Bresler se puede verificar por flexión biaxial.

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\Phi P_n = 139.97 \text{ t.}$$

Se verifica que se puede usar la ecuación de Bresler:

$$\frac{P_{ni}}{P_o} \geq 0.1$$

$$1.00 > 0.100$$

Cumple con la condición

$$\Phi P_n > P_u$$

$$139.97 \text{ t.} > 84.05 \text{ t.}$$

Cumple con la resistencia

Verificación a cortante

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante está basado en:

$$V_u = \Phi * V_n$$

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el concreto y del que debe resistir el esfuerzo, entonces:

$$V_u = \Phi * (V_c + V_s) \rightarrow (1)$$

Resistencia a cortante proporcionada por el concreto según NB 1225001-1 11.2.1.2

$$V_c = 0,53 * \left[1 + \frac{Nu}{140 * Ag} \right] \sqrt{f'_c} * b_w * d \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

$$f'_c = 210 \text{ Resistencia característica del hormigón (kg/cm}^2\text{)}$$

$$b_w = 35 \text{ Ancho del alma de la sección (cm)}$$

$$d = 30.6 \text{ Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero (cm)}$$

$$Nu = 84050.0 \text{ kg}$$

$$Ag = 1225.0 \text{ cm}^2.$$

Reemplazando valores:

$$V_c = 12257.07 \text{ kg.}$$

Refuerzo a cortante

El refuerzo para cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

1. Si $V_u < 0,5(\phi V_c)$ → No necesita → Colocar armadura constructiva.
2. Si $0,5(\phi V_c) \leq V_u \leq \phi V_c$ → No necesita → Colocar armadura mínima, A_v mín
3. Si $V_u > \phi V_c$ → Se debe calcular el área necesaria de refuerzo y no debe ser menor que A_v mín.

Dónde: $\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$$V_{ux} = 1070.00 \text{ kg.} \quad 1 \text{ Colocar armadura constructiva}$$

$$V_{uy} = 160.00 \text{ kg.} \quad 1 \text{ Colocar armadura constructiva}$$

Resistencia nominal

$$\phi V_n = 9192.80 \text{ kg*cm}$$
$$\phi V_n > V_u$$

$$9192.80 > 1070.000$$

Cumple con la resistencia

Refuerzo transversal

El espaciamiento vertical para columnas debe ser el menor de los siguientes valores:

Diámetro de estribos: 6 mm.

$$s \leq \begin{cases} 16\phi Long. \\ 48\phi Estr. \\ Lado menor de la Col. \end{cases}$$

$$1. 16\phi Long. \quad \rightarrow \quad 25.6 \text{ cm.}$$

$$2. 48\phi Estribo. \quad \rightarrow \quad 28.8 \text{ cm.}$$

$$3. Menor dimensión de la Col. \quad \rightarrow \quad 35 \text{ cm.}$$

$$S \leq 25.600 \text{ cm.}$$

$$S = 15.000 \text{ cm.}$$

Zapata

ZAPATA C-38

Datos de la columna:

$l = 35$ cm. Largo pieza.

$b = 35$ cm. Ancho pieza

$f'_c = 210$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

Datos del terreno:

$\sigma_{adm} = 2$ kg/cm²

h.f. = 2 m.

Datos de la zapata:

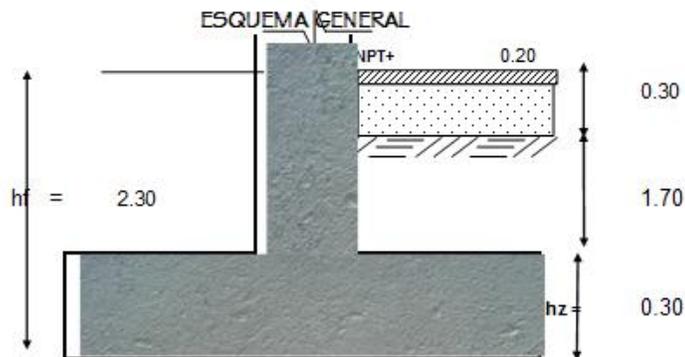
$\gamma_H = 2400$ kg/m³ $M_y = 15000$ kg.*cm

$h = 30$ cm. Tentativo. $M_x = 114000$ kg.*cm

$P_D = 59250$ kg. $M_{u_y} = 132000$ kg.*cm

$P_L = 17670$ kg. $M_{u_x} = 19000$ kg.*cm

$P = 76920$ kg. $P_U = 99360$ kg.



Predimensionamiento de la zapata:

Los estados de carga de servicio se utilizan para dimensionar la superficie de contacto entre el plinto y el suelo de soporte.

$$A_f \approx \frac{P_D + P_L}{\sigma_{ADM}}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$$A_f = 38460.00 \text{ cm}^2. \text{ Area de la zapata.}$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para carga axial pura se toman respecto a la relación largo ancho de la columna.

$$l/b = 1 \rightarrow l = 1.0 * b$$

$$1.0 * b^2 = A$$

$$b = 196.1 \text{ cm.} \rightarrow b = 205 \text{ cm.}$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{a}} \rightarrow$$

$$a = 196.1 \text{ cm.} \rightarrow a = 205 \text{ cm.}$$

Presión de contacto por cargas mayoradas para el diseño por resistencia:

$$q_u = q_e \frac{P_U}{P}$$

$$q_u = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_x}{P}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P}$$

$$e_x = 1.48 \text{ cm.}$$

$$e_y = 0.20 \text{ cm.}$$

Se verifica si la carga esta ubicada en el tercio central de la cimentación.

$$e_x = \frac{M_x}{P} < \frac{b}{6}$$

$$1.48 < 34.17$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} < L/6$$

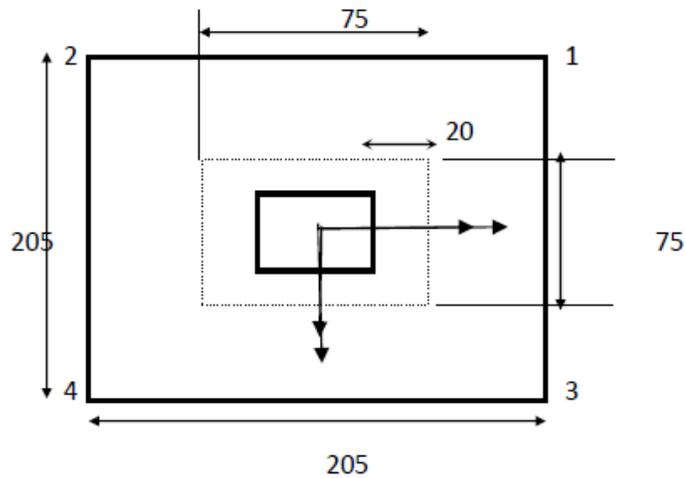
$$0.20 < 34.17$$

El esfuerzo máximo es:

$$q_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6 * M_x}{b * a^2} + \frac{6 * M_y}{b^2 * a}$$

$$q_{m\acute{a}x.} = 1.92 \text{ kg/cm}^2 < q_e = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos últimos se calculan de la siguiente manera:



q_1

$$q_1 = 2.259 \text{ kg/cm}^2 < q_u = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P_u}{A} - \frac{6 * M_{ux}}{b * a^2} + \frac{6 * M_{uy}}{b^2 * a}$$

$$q_2 = 2.443 \text{ kg/cm}^2 < q_u = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

q_3

$$q_3 = 2.286 \text{ kg/cm}^2 < q_u = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

q_4

$$q_4 = 2.469 \text{ kg/cm}^2 < q_u = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de la altura de la zapata:

Suponemos una altura $h = 45 \text{ cm.}$ $r = 5 \text{ cm.}$
 La altura al canto útil $d = 40 \text{ cm.}$

El cortante último de punzonamiento:

$$V_u = P_U + (q_U - q_{prom.}) * A_p$$

$$V_u = 103990.99 \text{ kg.}$$

El perímetro es:

$$b_o = 2 * (b + a + 2 * d)$$

$b_o = 300 \text{ cm.}$

Donde:

$$V_u(Kg) \leq \begin{cases} \phi V_c = \phi 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 40 \text{ Col. Interiores} \\ \phi V_c = \phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 30 \text{ Col. De borde} \\ \phi V_c = \phi \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 20 \text{ Col. En esquina} \\ & \beta = 1 \text{ Rel. L/B Col.} \end{cases}$$

$\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

Verificación al cortante por punzonamiento o cortante en dos direcciones:

$$V_{c1} = 143464.630 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 211284.273 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 258236.334 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$103990.99 < 143464.630 \quad \text{Cumple con la resistencia}$$

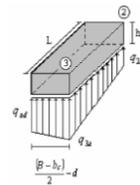
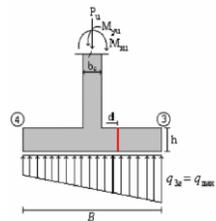
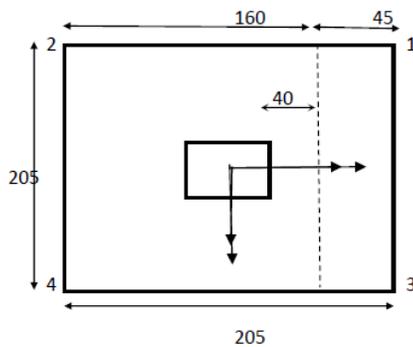
103990.99 < 211284.273 **Cumple con la resistencia**

103990.99 < 258236.334 **Cumple con la resistencia**

Verificación al cortante por viga o cortante en una dirección:

$$q_{Ud} = q_{Um\acute{a}x} - \left(\frac{q_{Um\acute{a}x} - q_{U2}}{B} \right) * \left(\frac{B - b}{2} - d \right)$$

$q_{ud} = 2.464 \text{ kg/cm}^2.$



El cortante último de viga:

$$V_{U1} = \frac{(q_{Ud} + q_{um\acute{a}x.})}{2} A_{viga.}$$

$V_u = 22754.07 \text{ kg.}$

Verificación al cortante por viga:

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

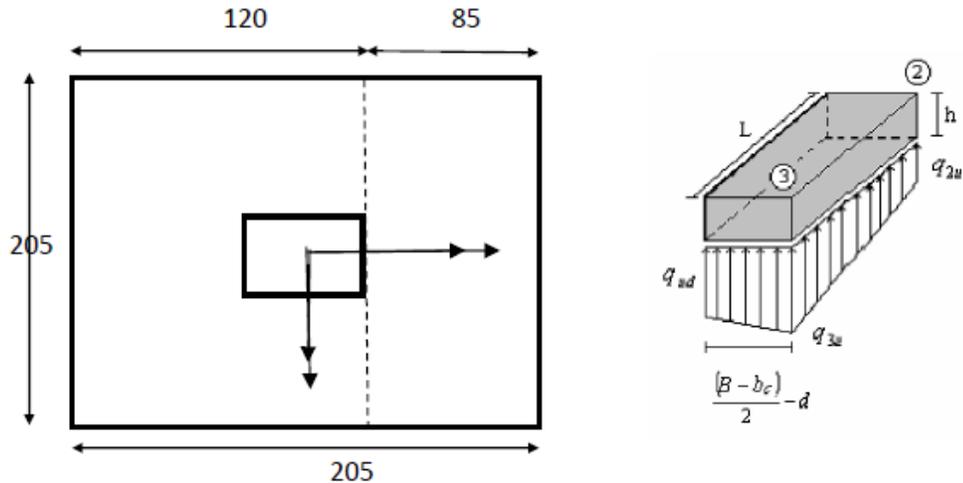
$\phi V_n = 47234.64 \text{ kg}$

$\phi V_n > V_u$

$47234.64 > 22754.073$

Cumple con la resistencia

Diseño a flexión de la zapata:



$$q_{Uf} = q_{Umáx} - \left(\frac{q_{Umáx} - q_{U2}}{B} \right) * \left(\frac{B - bc}{2} \right)$$

$$q_{Uf} = 2.458 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_U = \left(\left(\frac{q_{Umáx} - q_{Uf}}{2} \right) * \left(\frac{2 * L_v^2}{3} \right) + q_{Uf} \frac{L_v^2}{2} \right) * L$$

$$M_U = 1826088.69 \text{ kg*cm}$$

Como la sección es rectangular determinamos la altura del bloque de compresiones "a" con la siguiente ecuación:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f_{c'} * b * d^2}} \right]$$

Donde:

$$d = 40 \text{ cm. Altura al canto útil.}$$

$M_U = 1826088.69 \text{ kg}\cdot\text{cm}$. Momento último.

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia característica del hormigón.

$b = 205 \text{ cm}$. Ancho de la pieza

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$a = 1.41 \text{ cm}$. Altura del bloque de compresiones.

Determinación de la armadura de la sección rectangular

$$A_s = \frac{0,85 * f_c' * b * a}{f_y}$$

Donde:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia característica del hormigón.

$b = 205 \text{ cm}$. Ancho de la pieza.

$a = 1.41 \text{ cm}$. Altura del bloque de compresiones.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia del acero.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$$A_s = 12.294 \text{ cm}^2.$$

La armadura a colocarse en la pieza debe cumplir con los requisitos de armadura máxima y mínima.

Armadura mínima o de distribución de tensiones.

La armadura mínima en losas según la sección 10.5.4 del reglamento NB 1225001 no debe ser menor que:

$$A_{smin} = 0,0018 * A_g$$

Siendo:

$b = 205.0 \text{ cm}$. $A_g = 8200 \text{ cm}^2$.

$d = 40 \text{ cm}$.

$A_{smin} = 14.76 \text{ cm}^2$. Armadura de retracción y temperatura.

La armadura calculada es menor a la mínima

La armadura a colocar es entonces:

$$A_s = 14.760 \text{ cm}^2.$$

Armado longitudinal:

$$b = 205 \text{ cm.}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 8$$

$$D = 16 \text{ mm.} = 1.6 \text{ cm.}$$

$$\text{Area} = 16.08 \text{ cm}^2. \quad \text{Cumple con la resistencia}$$

Espaciamiento entre barras de la armadura principal

$$s = (b - N^\circ * D) / N^\circ$$

$$b = 195 \text{ cm.}$$

$$N^\circ \text{ barras} = 8$$

$$D = 16 \text{ mm.} = 1.6 \text{ cm.}$$

reemplazando:

$$S = 26.03 \text{ cm.}$$

$$S = 25 \text{ cm.}$$

Máxima separación de las barras de la armadura.

La separación de la armadura en losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento o 450mm.

$$S = 25 \text{ cm.} < \begin{array}{ll} 45 \text{ cm.} & \text{Cumple} \\ 67.5 \text{ cm.} & \text{Cumple} \end{array}$$

Estrategia de ejecución del proyecto

Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas serán realizadas únicamente para los elementos estructurales del proyecto. Estas se encuentran en el **ANEXO 9 A)**

Cómputos métricos

El objeto que cumplen los cómputos métricos es el de establecer volúmenes de obra y costos parciales.

El trabajo se divide por etapas, cada una de las cuales constituye un rubro del presupuesto, esta clasificación por ítem está hecha con criterio de separar todas las partes de costo diferente ya que sirve como lista indicativa de los trabajos ejecutados.

El cómputo métrico desarrollado para cada ítem se detalla en el **ANEXO 9 B)**

Tabla 16: Resumen de cómputos métricos

1	Replanteo y trazado	m ²	616.49
2	Excavación manual zapatas Aisladas	m ³	280.24
3	Zapatas de H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ³	10.36
4	Columnas de H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ³	29.83
5	Vigas de H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ³	92.35
6	Escaleras de H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ³	6.02
7	Losa Reticular con casetón (40x40x30) H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ²	624.06
8	Losa alivianada viguetas pretensadas H°A° f'c=210 kg/cm ²	m ²	13.64
9	Acero de refuerzo Grado 60 fy=4200 kg/cm ²	kg	20391.77

10	Cubierta cercha metálica	m ²	487.13
----	--------------------------	----------------	--------

Fuente: Elaboración propia

Presupuesto general de la obra

El presupuesto general de la obra se realizó con las cantidades de obra calculadas en los cálculos métricos y los precios unitarios para cada actividad.

El costo general de la obra es de 1087475,28Bs. (Un millón ochenta y siete mil trescientos cuatrocientos setenta y cinco 28/100) y el costo por metro cuadrado (m²) para este diseño es de 221,53 dólares, tipo de cambio utilizado de Dólar americano a Boliviano de Bolivia: 1 USD = 6,96 BOB.

Este presupuesto se encuentra a detalle en el **ANEXO 9 C)**

Presupuesto general de la obra Precios unitarios

Para realizar el análisis de precios unitarios se incluyeron varios componentes como ser indicaciones de cantidades y costos de materiales, transportes, desperdicios, rendimientos, costo de mano de obra, etc.

Los precios unitarios fueron desarrollados por ítems donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria. Para la realizar la comparación

1. Materiales

2. Mano de Obra

Cargas Sociales, 55% de la mano de obra

Impuestos IVA, 14.94% de la mano de obra + cargas sociales.

3. Equipo, maquinaria y herramientas

Herramientas menores 6% de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

4. Gastos generales y administrativos 12 % de 1+2+3

5. Utilidad 12% 1+2+3+4

6. Impuestos IT, 3.09% de 1+2+3+4+5

7. Total precio unitario, suma 1+2+3+4+5 +6

Los precios unitarios se hallan detallados en el **ANEXO 9 D)**

1.1.1. Cronograma de ejecución de la obra

De acuerdo con los volúmenes de obra, el cronograma de ejecución se presenta en el **ANEXO 9 E)**, por medio de un diagrama de barras Gantt, el cual permite apreciar la ruta crítica de la obra, el tiempo requerido para la ejecución de cada una de las actividades y el tiempo total de ejecución. Se tiene el diagrama de Gantt de la obra para los elementos estructurales solamente. El tiempo de ejecución del proyecto es de 548 días calendario

APORTE ACADEMICO LOSA RETICULAR CASETONADA.-

Marco conceptual y teórico

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Tipos de losas:

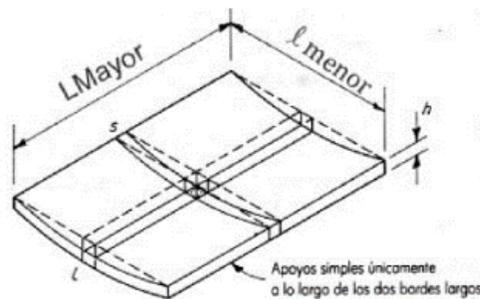
Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; o soportadas por muros de hormigón, muros de mampostería o muros de otro material, en cuyo caso se las llama Losas Sustentadas sobre Vigas o Losas Sustentadas sobre Muros, respectivamente.

Si la geometría de la losa y el tipo de apoyo determinan que la magnitud de los esfuerzos en dos direcciones ortogonales sea comparable, se denominan losas bidireccionales. Por otro lado, si los esfuerzos en una dirección son preponderantes sobre los esfuerzos en la dirección ortogonal, se llaman losas unidireccionales.

Losas unidireccionales

Las losas unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario (un metro de ancho).

Figura 18: Losa unidireccional



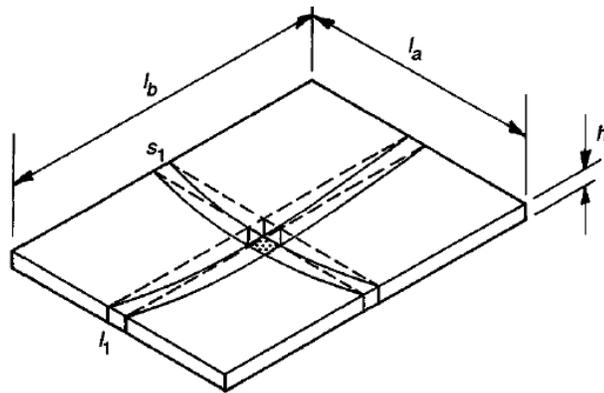
Fuente: "Diseño de estructuras de Concreto" Arthur H. Nilson

Cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

Losas bidireccionales

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones, recibiendo el nombre de losas bidireccionales, donde la relación entre las dos luces perpendiculares del panel es mayor a dos ($L_{\text{MAYOR}}/l_{\text{menor}} < 2$), se logra una acción en la losa en dos direcciones. Cuando se aplica la carga, estas losas se deflectan conformando una superficie en forma de plato en vez de forma cilíndrica.

Figura 19: Losa bidireccional



Fuente: “Diseño de estructuras de Concreto” Arthur H. Nilson

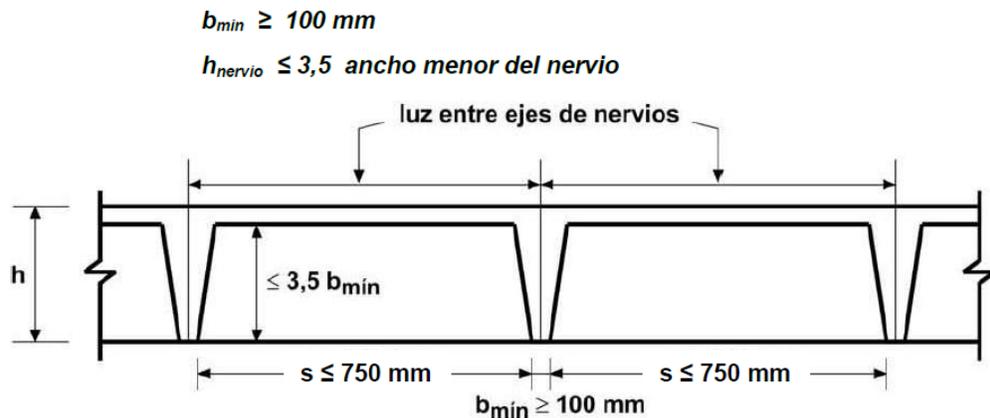
Guía metodológica de diseño para losas reticulares.

1. Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de las viguetas en losas nervadas se debe seguir con las siguientes especificaciones de la NB 1225001-1 en el artículo 8.12, donde brinda la siguiente definición para losas nervadas: “La losa nervada consiste en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas, y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.” Para el predimensionamiento se debe cumplir con las siguientes condiciones especificadas en la norma:

- El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm; y debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.
- El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 750 mm.
- El espesor de la losa de concreto sobre aligeramientos permanentes no debe ser menor que 40 mm, ni menor que 1/12 de la distancia libre entre viguetas.
- Las losas nervadas que no cumplan con las limitaciones precedentes, deben diseñarse como losas y vigas según indica el artículo NB 1225001-1 8.12.4

Figura 20: Limitaciones dimensionales losas nervadas.



Fuente: NB 1225001-1

Según el autor Florentino Regalado para la determinación de la altura de la losa reticular se puede seguir los siguientes criterios:

$$\frac{L}{24} \leq hLR \leq \frac{L}{20}$$

2. Comparación de altura predimensionamiento con altura mínima de losa

La norma especifica ciertos espesores mínimos en losas para evitar deflexiones excesivas, si no se cumple son estos espesores debe realizarse un cálculo de deflexiones para losas en dos direcciones que con frecuencia son cálculos bastante complicados.

Para una losa sin vigas interiores con claro entre sus apoyos y que tiene una relación de su claro largo a su claro corto no mayor de 2.0, el espesor mínimo puede tornarse de la tabla 9.5(c) en el código. Sin embargo, los valores seleccionados de la tabla no deben ser menores que los siguientes valores de NB 1225001-1 9.5.3.2: Losas sin ábacos 120 mm. Losas con ábacos 100 mm.

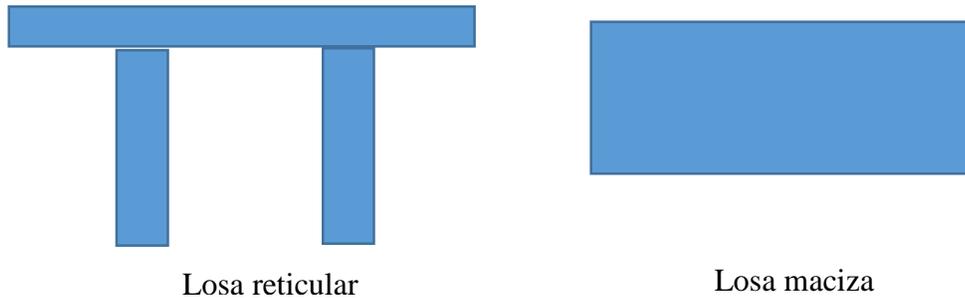
Tabla 17: Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

f_y , MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
300	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

Fuente: NB 1225001-1 TABLA 9.5

Para poder realizar la comparación entre la altura de losa reticular con el espesor mínimo especificado por norma, se debe obtener una altura equivalente de losa maciza determinando la inercia de la losa reticular para un metro de ancho para luego conseguir la altura de losa maciza con inercia equivalente.

Figura 21: Losas de inercia equivalente



Fuente: Elaboración propia

El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos los lados debe ser según el artículo 9.5.3.3 de la norma:

Donde I_b Inercia de viga, I_s Inercia de losa:

$$\alpha_f = \frac{E_c b * I_b}{E_c s * I_s}$$

- Si $\alpha_f > 0.2$ y menor a 2 pero no menor que 125 mm.

$$h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

- Para $\alpha_{fm} > 2$ *no debe ser menor que:*

$$h = \frac{ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\beta}$$

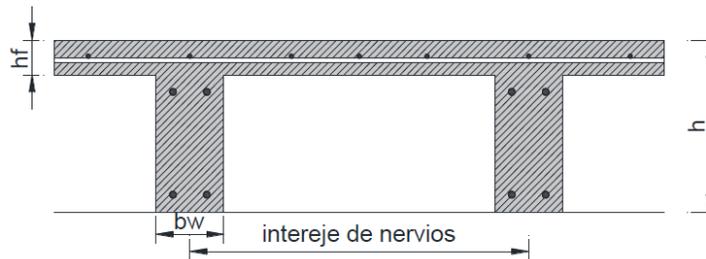
- Para α_{fm} igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones de 9.5.3.2.
- Donde α_{fm} es el valor promedio de las relaciones de las rigideces de viga a losa, en todos los lados del tablero, β la relación del claro libre largo al corto y ln el claro libre en la dirección larga, medido cara a cara.

3. Diseño de losa reticular a flexión.

A partir de los momentos flectores obtenidos, se procede al armado de los nervios del forjado, en ambas direcciones, considerando:

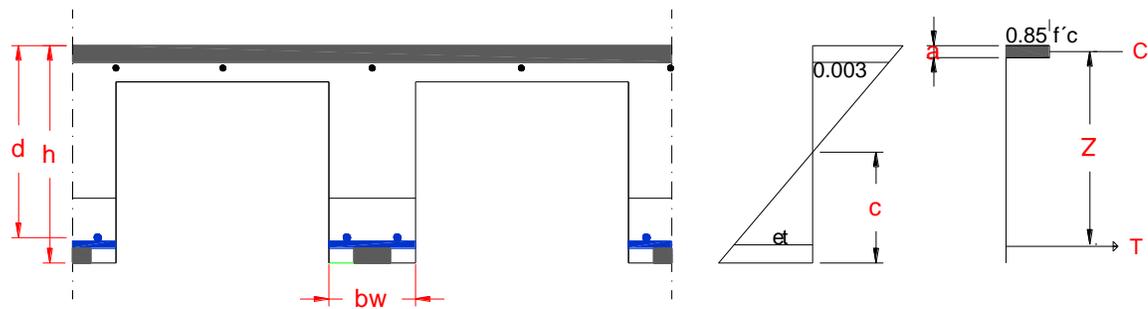
- Las secciones en T para los momentos positivos M_u en el vano.
- Las secciones rectangulares (mesa de compresión) para los momentos negativos M_u en los macizados.

Figura 22: Refuerzo losa reticular



Fuente: Elaboración propia.

Figura 23: Diagrama de esfuerzos equivalentes



Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño, el reglamento permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones de esfuerzos más exactas. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de $0.85 f'_c$ con un rectángulo de altura $a = \beta_1 c$.

Si la altura del bloque de compresiones es menor que la altura de las alas o de la losa o capa de compresión del forjado, se calcula como una viga rectangular, entonces:

La altura del bloque rectangular de compresiones es:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right]$$

La altura efectiva de la sección “d” debe ser tomada como la menor para el diseño más desfavorable tomando en cuenta un armado en ambas direcciones la altura efectiva se toma en la armadura superior.

La determinación del acero para una sección rectangular:

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq 1.4 * b_w * \frac{d}{f_y}$$

El límite de armadura máxima se toma como un 62.5% de la armadura balanceada, de tal forma que se garantice una falla dúctil.

$$A_{smax} = 0,625 * \left[0,85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \right) \right]$$

De manera similar para los momentos negativos se calcula el acero necesario para el momento de diseño donde en la cantidad de acero también se considera que existe un enmallado mínimo de 0.0018Ag.

4. Diseño a cortante

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante en los nervios, principalmente a la salida de los macizados. Habrá que comprobar que el esfuerzo cortante que solicita al nervio es inferior al cortante que el hormigón puede resistir:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde V_c es la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón:

$$V_c = \left(\sqrt{\frac{f'_c}{6}} \right) * b_w * d \text{ [MPa]}$$

En losas nervadas, de acuerdo a NB 1225001-1 8.12.8 se puede incrementar la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón en un 10%, debido al comportamiento satisfactorio de resistencia al cortante con losas nervadas, y a la redistribución de cargas vivas locales a nervios adyacentes.

Si no se cumpliera la comprobación, se podría:

- Armar los nervios a esfuerzo cortante
- Aumentar la longitud de los macizados
- Modificar el forjado elegido (nervios de ancho mayor, canto mayor)

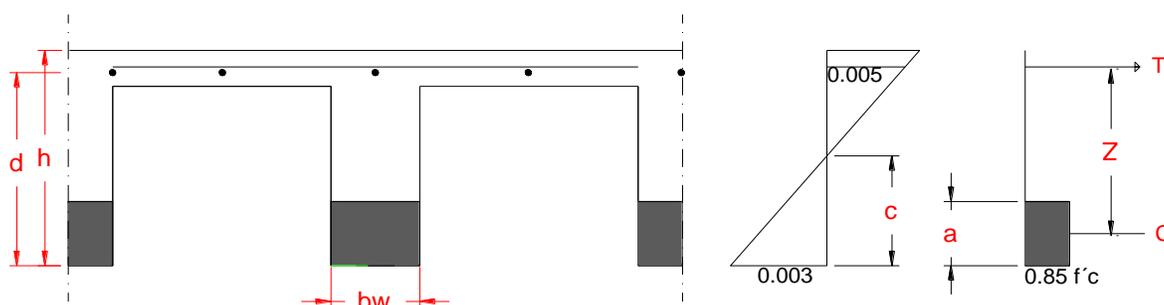
La fuerza cortante en las losas es pequeña por lo que no requiere suministrar acero para corte, ya que el corte debería ser resistido solo por el hormigón, el acero suministrado es para soportar la flexión y el tamaño de las losas obedece principalmente a criterios de rigidez.

5. Ábacos en losas reticulares

Ábacos

En losas reticulares apoyadas directamente sobre columnas el uso de ábacos es de manera preceptiva, en losas reticulares apoyadas sobre vigas descolgadas se debe de realizar un análisis de deformaciones para calcular el máximo momento negativo que puede soportar la losa reticular manteniendo la ductilidad de la pieza.

Figura 24: Diagrama esfuerzo deformación para momento negativo.



Fuente: Elaboración propia.

Donde el momento máximo negativo por metro de ancho que soporta la losa reticular es:

$$M_u = 0.9 * 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

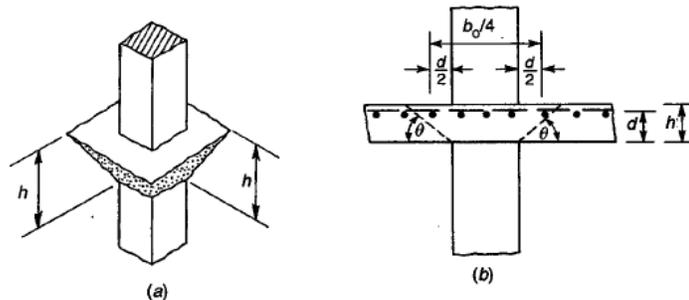
Aquel lugar bajo columnas donde los esfuerzos de momento sobrepasen el momento máximo que puede soportar la losa se debe introducir un ábaco, también se puede introducir en lugares donde se desee reducir la armadura negativa, pero ya no es de manera obligatoria al no tratarse como una losa plana, también se deben considerar aquellos lugares donde el cortante en cualquier dirección sobrepase el máximo cortante que pueda resistir la losa reticular.

Cuando las losas en dos direcciones están apoyadas directamente sobre columnas, como ocurre con las losas y placas planas, o cuando las losas sostienen cargas

concentradas, como en el caso de zapatas, el cortante cerca de las columnas es de vital importancia.

Puede ocurrir una falla a cortante por punzonamiento con la grieta diagonal potencial formando una superficie de cono o pirámide truncada alrededor de la columna, del capitel o del ábaco, como se ilustra en la figura.

Figura 25: Superficie de falla definida que genera el cortante por punzonamiento.



Fuente: “Diseño de estructuras de Concreto” Arthur H. Nilson

La sección crítica a cortante se toma en dirección perpendicular al plano de la losa y a una distancia $d/2$ desde la periferia del apoyo, como se indica. La fuerza cortante V_u , que debe resistir puede calcularse como la carga mayorada total sobre el área limitada por las líneas centrales de los paneles alrededor de la columna, menos la carga aplicada dentro del área definida por el perímetro crítico a cortante.

La resistencia nominal al cortante en dos sentidos V_c del concreto, se especifica como el menor de los valores obtenidos al sustituir en las ecuaciones aplicables que siguen:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_o * d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c}}{12} b_o * d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{3} b_o * d$$

Donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, α_o es el perímetro alrededor del área penetrada y β es la relación del lado largo de la columna al lado corto de la columna, carga concentrada, o el área de reacción.

6. Verificación en estados límites de servicio

Por lo general, las componentes de la deflexión que interesan son las deflexiones a largo plazo ocasionadas por cargas sostenidas y las deflexiones inmediatas generadas por carga viva.

Para losas, no está claro en el código, ni en el comentario, si se debe utilizar como base para el cálculo la luz más larga o la más corta, pero es conservador (y razonable cuando se considera el posible daño a los elementos soportados) basar los límites calculados en la luz más larga.

El autor Arthur Nilson indica *“La norma sugiere que se utilice el momento de inercia efectivo, para tener en cuenta la influencia del agrietamiento del concreto en la reducción de la rigidez. Para losas en dos direcciones apoyadas en los bordes, el agrietamiento para las cargas de servicio no es, en general, extenso y sólo se introduce un pequeño margen de error si los cálculos se basan en el momento de inercia bruto I_g de la franja unitaria”*.

La flecha total se la puede calcular con una buena aproximación usando los desplazamientos elásticos obtenidos con el programa CYPECAD.

La deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción de elementos en flexión (concreto normal o liviano), debe determinarse multiplicando la deflexión inmediata causada por la carga permanente por el factor λ_{Δ}

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

Donde ρ' es la cuantía de compresión y ξ , un factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas. La experiencia indica que un valor de 2.0 a menudo subestima las deflexiones dependientes del tiempo en losas, probablemente porque las losas tienen

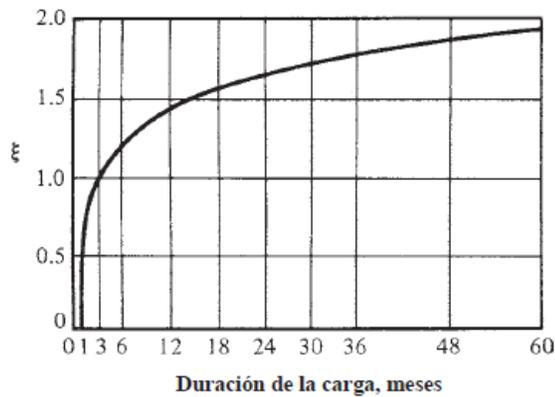
relaciones de espesor a luz mucho menores que las de las vigas, con base en las cuales se determinaron los multiplicadores a largo plazo. Branson sugiere la utilización de un valor de $\xi = 3.0$ para losas.

Tabla 18: Factor de tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida	Factor ξ dependiente del tiempo
5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0

Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

Figura 26: Multiplicadores para deflexiones a largo plazo.



Fuente: “Diseño de Concreto Reforzado” Jack C. McCormac-Russell H. Brown

Siendo la deflexión a largo plazo:

$$\delta_{LT} = \delta_L + \lambda_{\infty} \delta_D + \lambda_t \delta_L$$

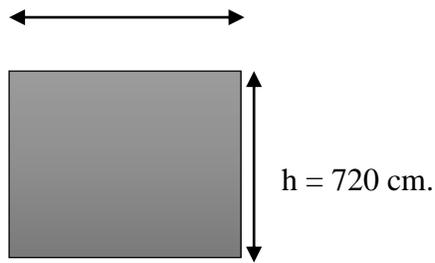
Análisis cálculo y diseño estructural.

Se realizará el diseño siguiendo la guía metodológica

PAÑO- 36

b = 790 cm.

Datos:



$h = 720 \text{ cm.}$ Largo losa.
 $b = 790 \text{ cm.}$ Ancho losa.
 $r = 2.5 \text{ cm.}$ Recub. Inferior

1. Predimensionamiento losa reticular

Del libro Forjados Reticulares de Florentino Regalado:

$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$h_{LR} = 32.92 \text{ cm.} \quad h_{LR} = 39.5 \text{ cm.}$$

Tomamos 35 cm.

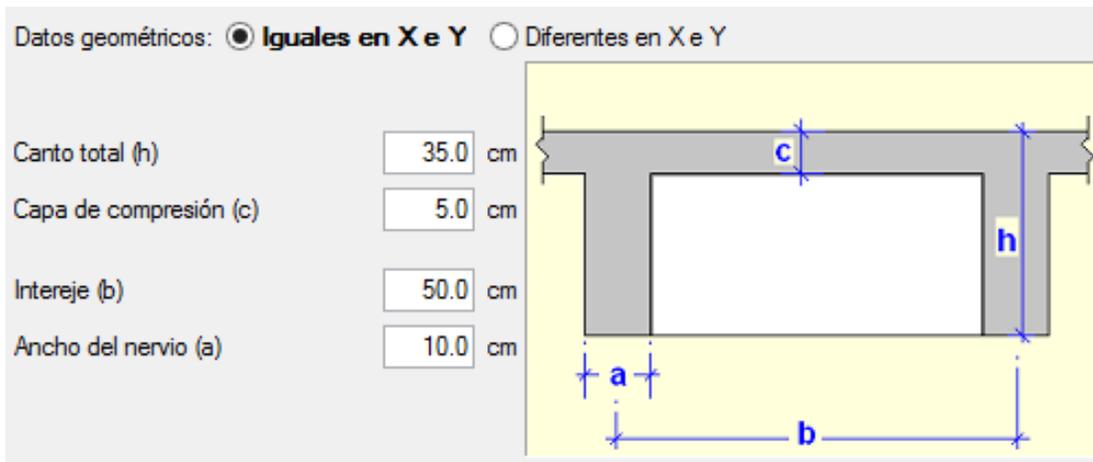
De NB 1225001-1 8.12.2 el ancho del nervio debe ser mayor o igual a 10cm. Y mayor o igual a 3.5 veces su altura.

$$b_w = h_{LR}/3.5 \rightarrow b_w = 8.57 \text{ cm.}$$

$$b_w = 10.0 \text{ cm.} \rightarrow b_w = 10.0 \text{ cm.}$$

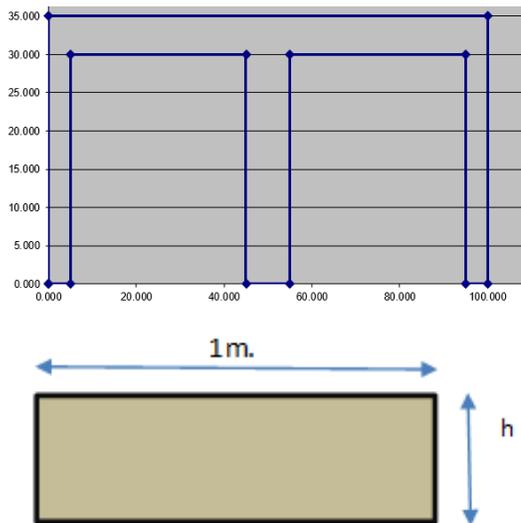
Tomamos 10 cm.

Se usará casetones de 40x40x30:



2. Comparación de altura predimensionamiento con altura mínima de losa

La inercia de la losa debe ser la misma que la inercia de una losa maciza para 1m de ancho:



Datos losa reticular:

Datos losa maciza:

$$A = 1100 \text{ cm}^2$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 129564.39 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 129564.39 \text{ cm}^4 \quad h = (12 \cdot I / b)^{1/3}$$

$$y_g = 22.95 \text{ cm.} \quad h = 24.96 \text{ cm.}$$

$$h = 35 \text{ cm.}$$

Calculamos α_{fm} el valor promedio de las relaciones de las rigideces de viga a losa, en todos los lados del tablero:

$$\alpha_f = \frac{Ecb * I_b}{Ecs * I_s}$$

largo (cm.)	720	500	720	500
I viga (cm ⁴)	450000	450000	450000	450000
I losa (cm ⁴)	900472.54	615430.87	900472.54	615430.87
α	0.4997376	0.731195	0.4997376	0.731195
	ln =	7.55	lb =	6.85

Valor promedio de las relaciones de las rigideces de viga a losa $\alpha_m = 0.62$

Relación del claro libre largo al corto $\beta = 1.10$

Dependiendo del valor α_{fm} igual o menor que 0.2, se aplican las disposiciones de 9.5.3.3

$$h = \frac{\ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad 0.2 < \alpha_{fm} < 2 \quad h = \frac{\ln * \left(0.8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \quad \alpha_{fm} > 2$$

$$h = 213 \text{ mm.}$$

$$24.96 \text{ cm.} > 21.30 \text{ cm.}$$

La losa cumple con el espesor mínimo

3. Diseño de losa reticular a flexión.

Altura útil de la losa:

$$\text{Diámetro. Long.} = 10 \text{ mm.} \quad d = h - r - \phi - \frac{\phi}{2} \quad d = 31.00 \text{ cm.}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f_c' * b * d^2}} \right]$$

Donde:

$$d = 31.00 \text{ cm.} \quad \text{Altura al canto útil.}$$

$$M_U = 481000.00 \text{ kg*cm.} \quad \text{Momento último.}$$

$$f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del hormigón.}$$

$$b = 100 \text{ cm.} \quad \text{Ancho del bloque de compresiones.}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$$a = 0.98 \text{ cm.} \quad \text{Altura del bloque de compresiones.}$$

Determinación de la armadura de la sección rectangular.

$$A_s = \frac{0,85 * f_c' * b * a}{f_y}$$

Donde:

$f_c =$	210	kg/cm ²	Resistencia característica del hormigón.
$b =$	100	cm.	Ancho del bloque de compresiones
$a =$	0.98	cm.	Altura del bloque de compresiones.
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Resistencia del acero.
$b_w =$	20	cm.	Ancho del nervio.

Sustituyendo valores en la ecuación anterior:

$$A_s = 4.171 \text{ cm}^2.$$

La armadura a colocarse en la pieza debe cumplir con los requisitos de armadura máxima y mínima.

Armadura mínima o de distribución de tensiones.

La armadura mínima en vigas según la sección 10.5 de la normativa NB 1225001-1 no debe ser menor que:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d \geq 1.4 * b_w * \frac{d}{f_y}$$

$$A_s \min \geq 1.7 \text{ cm}^2 \geq 2.07 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada es mayor a la mínima

Armadura máxima

La armadura máxima garantiza que el acero entrara en fluencia antes que ocurra la rotura del hormigón.

$$A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d \quad (1)$$

La cuantía máxima se toma como 0.625 de la cuantía en rotura simultánea, asegurando una falla a tracción con $\epsilon_t > 0.005$

$$\rho_{\max} = 0,625 \rho_b \quad (2)$$

De la compatibilidad de deformaciones obtenemos:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} * d \quad (3)$$

La relación entre "a" (altura del bloque de compresiones) y "c", está dada por un factor beta (β).

$$a = \beta * c$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

Entonces para hallar la armadura máxima se reemplazan las ecuaciones 1, 2, 3, 4 en 5

$$A_{smax} = \left[0,85 * \beta * \frac{f'_c}{f_y} * b * d * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} \right) \right]$$

Donde:

$$\beta = 0.85 \quad \text{para } f'_c < 280 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

$$d = 31.0 \text{ cm}$$

$$d' = 5.0 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$E_s = 2.1E+06 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$A_{smax} = 42.00 \text{ cm}^2.$$

La armadura calculada es menor a la máxima

La armadura a colocarse cumple con los requisitos de armadura máxima y mínima:

$$A_s = 4.171 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 417.085 \text{ mm}^2.$$

Armado longitudinal:

$$N^\circ \text{ barras} = 4$$

$$D = 10 \text{ mm.} = 1 \text{ cm. Area} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$N^\circ \text{ barras} = 1$$

$$D = 12 \text{ mm.} = 1.2 \text{ cm. Area} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4.273 \text{ cm}^2.$$

Para 2 Nervios.

Se usará:

$$2\emptyset 10 \text{ mm.} + 1\emptyset 12 \text{ mm. Cada nervio}$$

Armadura para la capa de compresión

La armadura mínima en losas según la sección 10.5.4 de la norma NB 1225001 no debe ser menor que:

$$A_{smin} = 0,0018 * A_g$$

$$b = 100.0 \text{ cm. } A_g = 500 \text{ cm}^2.$$

$$h = 5 \text{ cm.}$$

$$A_{smin} = 0.9 \text{ cm}^2.$$

N° barras = 4

$$D = \frac{\text{mm. Area}}{6} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Separación entre barras:

$$e = \frac{b}{N^{\circ} \text{ Barras}} \quad S \geq 2,5 \text{ cm.}$$

$$S = 25.00 \text{ cm.}$$

En ambas
direcciones.

4. Diseño a cortante

V_c debe calcularse para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Donde:

f'_c = 210 Resistencia característica del hormigón (kg/cm²)

b_w = 20 ancho del alma de la sección (cm)

d = 31.0 Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero (cm)

Reemplazando valores:

$$V_c = 4761.87 \text{ kg.}$$

De acuerdo a NB 1225001-1 8.12.8 se puede incrementar la resistencia al cortante proporcionada por el hormigón en un 10%.

$$V_c = 5238.05 \text{ kg.}$$

Verificación

1. Si $V_u < (\phi V_c) \rightarrow$ No necesita armadura A_v en los nervios.

Dónde: $\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

Sí: $V_u = 4980.00$ kg. Cortante último.

4980.00 kg. $<$ 5238.05 kg.

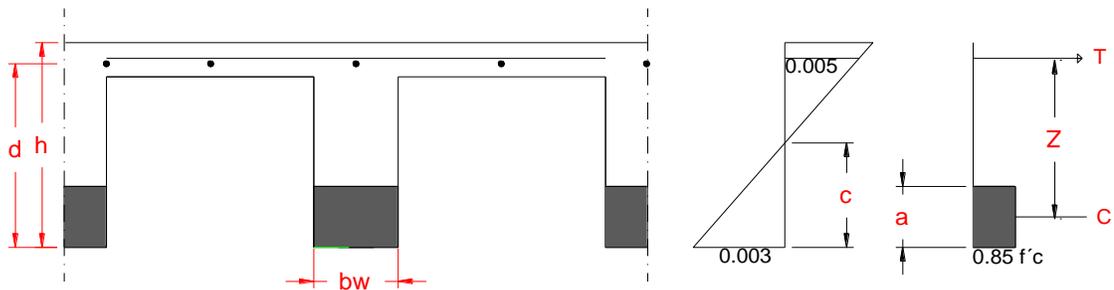
Entonces : **No necesita refuerzo de corte**

5. Ábacos en losas reticulares

Momento máximo negativo por metro de ancho que soporta la losa reticular

Aquellos lugares bajo columnas donde el momento negativo sobrepase el esfuerzo de momento máximo negativo que puede soportar la pieza, se deben colocar ábacos, también en los lugares donde se desee reducir la armadura negativa.

Recordemos que en losas reticulares apoyadas directamente en columnas es uso de ábacos es preceptivo, no así en losas reticulares apoyadas en vigas descolgadas que es nuestro caso.



$$c = \frac{0.003 * (d - c)}{0.005} = 0,375 * d$$

$$M_u = \phi * C * Z$$

$$M_u = 0.9 * 0.85 * f'c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

Datos de cálculo:

$$d = 31.0 \text{ cm.}$$

$$c = 11.63 \text{ cm.}$$

$$a = 0.85c = 9.881 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$

Reemplazando valores:

$$Mu = 827344.93 \text{ kg.*cm}$$

$$Mu = 8.27 \text{ t*m.}$$

Aquellos lugares en la losa sobre columnas donde el momento negativo sobrepase al calculado es donde se dispone de ábacos, también en lugares en donde el esfuerzo cortante es excesivo.

Dimensionamiento de ábacos

Recomendaciones para definir la geometría de los ábacos en losas: según NB y forjados Reticulares-1991-Florentino Regalado.

- i. El Abaco debe extenderse en cada dirección $1/6$ de la luz entre apoyos.
- ii. El Abaco debe proyectarse bajo la losa al menos $1/4$ el espesor de la losa.
- iii. En voladizos se recomienda que el ábaco sea mayor o igual a $1/2$ del vuelo.
- iv. En voladizo menor a 1m se recomienda llevar el ábaco has el extremo del vuelo.
- v. También se considera cubrir luces para cubrir un incremento en la resistencia al corte y ajustarse a la cuadrícula de los complementos.

En dirección X

$$A \geq \frac{lx_1}{6} \quad l_{x1} = 2.1 \text{ m. (Luz entre apoyos)}$$
$$A = 0.35 \text{ m.} = 0.9 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{l_{x2}}{6} \quad l_{x2} = 7.725 \text{ m. (Luz entre apoyos)}$$

$$B = 1.29 \text{ m.} = 1.35 \text{ m.}$$

Ancho Viga = 0.25 m.

Luz X = 2.5 m.

En dirección Y

$$A \geq \frac{l_{y1}}{6} \quad l_{y1} = 7.2 \text{ m. (Luz entre apoyos)}$$

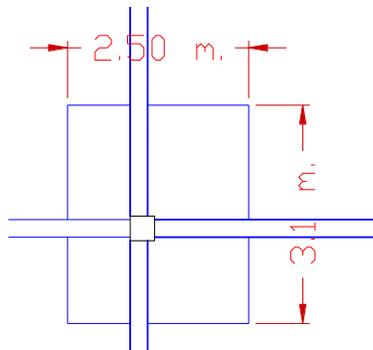
$$A = 1.2 \text{ m.} = 1.6 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{l_{y2}}{6} \quad l_{y2} = 7.025 \text{ m. (Luz entre apoyos)}$$

$$B = 1.171 \text{ m.} = 1.17 \text{ m.}$$

Ancho Col = 0.35 m.

Luz Y = 3.1 m.



Verificación a punzonamiento en ábacos

Datos del ábaco:

h=	35 cm.	$r_{mec} =$	2.5 cm.	$N_{sup.} =$	0 t.
d=	31 cm.	$r_{efec.} =$	4 cm.	$N_{inf.} =$	83.11 t.

Datos columna:

$$a = 35 \text{ cm.}$$

$$b = 35 \text{ cm.}$$

El cortante último de punzonamiento:

$$V_u = \text{Nucabeza planta baja} - \text{Nupieplantaalta}$$

$$V_u = 83110.00 \text{ kg.}$$

El perímetro a una distancia d de la cara de la columna es:

$$b_o = 2 * (b + a + 4 * d)$$

$$b_o = 388 \text{ cm.}$$

Según NB 1225001 11.11.2.1:

Donde:

$$V_u(Kg) \leq \begin{cases} \phi V_c = \phi 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 40 \text{ Col. Interiores} \\ \phi V_c = \phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 30 \text{ Col. De borde} \\ \phi V_c = \phi \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d & \alpha_s = 20 \text{ Col. En esquina} \\ & \beta = 1 \text{ Rel. L/B Col.} \end{cases}$$

$\phi = 0.75$ Factor de minoración de esfuerzos, para cortante.

$$\phi V_c = \phi 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_s = 143799.38 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_s = 211777.27 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * 0.27 \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad V_s = 183394.75 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi V_n$$

83110.00	<	143799.381	Cumple con la resistencia
83110.00	<	211777.270	Cumple con la resistencia
83110.00	<	183394.749	Cumple con la resistencia

6. Verificación en estados límites de servicio

Del análisis estructural realizado con el programa CYPECAD se tiene las siguientes deformaciones:

$$\delta_D = 2.08 \text{ mm. Deflexión instantánea por carga muerta}$$

$$\delta_L = 1 \text{ mm. Deflexión instantánea debido a la sobrecarga de uso}$$

$$\delta_{D+L} = 3.08 \text{ mm. Deflexión total}$$

Deflexión adicional a largo plazo, resultante del flujo plástico y retracción

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

$$\xi = 3 \text{ Factor para 5 años o más}$$

$$\rho' = 0.002 \text{ Cuantía de acero en la zona de compresión}$$

$$\lambda_{\Delta} = 2.75$$

Deflexión diferida a partir de los 3 meses:

$$\lambda_{\infty}\delta_D = 5.72 \text{ mm.}$$

Siendo la deflexión a largo plazo:

$$\delta_{LT} = \delta_L + \lambda_{\infty}\delta_D + \lambda_t\delta_L$$

Siendo la deflexión a largo plazo:

$$\delta_{LT} = 1 + 5.72 = 6.72 \text{ mm.}$$

Comprobación de deflexión

Para elemento que soporten o estén ligados a muros divisorios de la tabla 9.5 (b) de la norma:

$f_{T,\max}(t \rightarrow \infty) : 0.67$ cm. Flecha total máxima producida a partir del instante 3 meses
 $L = 7.7$ m. Luz de cálculo para la losa más deflectada.

$$f_{Alim} = \frac{L}{480} = \frac{770}{480}$$

$$f_{Alim.} = 2.06 \text{ cm.}$$

$$0.67 < 2.063$$

Cumple con la deflexión límite

CONCLUSIONES

- El plano topográfico elaborado por el Gobierno Municipal de San Lorenzo, es preciso y muestra en una primera impresión de los movimientos de tierras necesarios para el proyecto.

- Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de penetración estándar “SPT” en el área de emplazamiento. Dicho ensayo se realizó en tres pozos, con una profundidad variable para cada pozo. Se realizó el análisis a diferentes profundidades, de acuerdo al estudio de suelos la capacidad portante admisible del suelo es de $2,00 \text{ kg/cm}^2$, a una profundidad de fundación de 2,0 m.
- Se realizó la comparación del estudio de suelos con métodos teóricos (Terzaghi y Meyerhof), dando como resultados resistencias admisibles de suelo de mayores, estos métodos “In situ” por lo que es recomendable realizar este procedimiento además del estudio en el lugar. Pero contemplando siempre que el resultado que se acerca más a la realidad es el elaborado In situ.
- Dentro del diseño de perfiles de pared delgada (laminados en frío) estos se verificaron a su máxima capacidad dentro de este análisis ya que los perfiles de pared delgada poseen poca sección y una gran longitud las cuales están sometidos por efecto de compresión a pandeo, cuando se posee una sección pequeña e inercia pequeño su capacidad de soporte disminuye por pandeo, dicho esto se realizó las verificaciones de resistencia.
- Las secciones abiertas como las costaneras, tienen poca resistencia a la torsión pero no así las secciones cerradas como los perfiles cajón (costanera doble), tienen poca sollicitación a torsión normalmente estos se verifican a pandeo flexionante.
- El uso de losa reticular es aconsejable en todos los paños del proyecto debido las luces de estos mayores a 7m.
- En losas estructurales se considera la armadura mínima resistir las tensiones debidas a retracción y temperatura como parte del refuerzo necesario para resistir las tensiones negativas.
- Las losas no deben tener refuerzo a cortante por lo que se deben dimensionar con una inercia significativa para evitar el uso de este refuerzo en los nervios.
- Los ábacos en losas con vigas descolgadas deben ser colocados en todos los lugares donde se presente un momento máximo negativo mayor al que pueda

soportar la losa con la máxima cuantía que garantice ductilidad, también se puede colocar bajo columnas donde se desee reducir la armadura negativa y donde el cortante último supere al cortante máximo que puede resistir la losa.

- Se realizó el análisis de carga de la estructura de acuerdo al plano arquitectónico y contemplando las cargas de servicio de cada ambiente.
- Se realizaron todas las verificaciones exigidas por el código de hormigón estructural NB 1225001-1 y la norma Cirsoc 303 cumpliendo con todo lo estipulado en ella para brindar la estabilidad y confort estructural.

RECOMENDACIONES

- El uso de losas reticulares es aplicable a forjados de luces grandes por lo que para luces menores a 5m. resulta poco económico donde es preferible una losa aliviana de viguetas pretensadas.
- En luces mayores a 7 m. es recomendable el uso de losas reticulares, ya que significan un ahorro significativo en comparación a una losa maciza.
- Se recomienda siempre mantener la ductilidad de todas las piezas de hormigón armado que trabajan a flexión esto limitando la cantidad de acero de refuerzo máximo.
- Si en el cálculo de verificación a cortante para la losa reticular se obtiene la necesidad del uso de armadura de refuerzo a cortante es preferible aumentar la sección de la losa para brindarle más inercia, ya que estos elementos es preferible no llevar estos tipos de refuerzo.
- En losas planas se debe colocar ábacos de manera preceptiva, ya que estas tienden a fallar ante acciones laterales con mucha facilidad, en losas sostenidas en vigas de gran canto se puede realizar un análisis para determinar la necesidad de estos.
- Es preferible colocar ábacos sobre columnas para reducir el refuerzo negativo en losas reticulares y la resistencia a cortante donde sea necesario.
- Un pre-dimensionamiento adecuado de cada uno de los elementos estructurales, reduce las iteraciones en el proceso de diseño, llevando a grandes ahorros en material y por ende beneficios económicos.

- En losas planas se debe colocar ábacos de manera preceptiva, ya que estas tienden a fallar ante acciones laterales con mucha facilidad.

BIBLIOGRAFIA

Normas:

- ✓ **Norma boliviana NB1225001-1** Hormigón estructural. 2012

- ✓ **ACI 318-05.** Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. Michigan USA: American Concrete Institute. 2005
- ✓ **ACI 318-08.** Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. Michigan USA :American Concrete Institute 2008
- ✓ **Código Boliviano del Hormigón (CBH)** Año 1987
- ✓ **Norma boliviana NB1225002-1.** Acciones Sobre las Estructuras. 2015
- ✓ **Norma boliviana NB1225002-1.** Acciones Sobre las Estructuras. Acción del viento. 2015
- ✓ **CIRSOC 303.** Reglamento argentino de elementos estructurales de acero de sección abierta conformados en frío. 2009
- ✓ **Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero** Asociación Latinoamericana del Acero. 2010

Libros:

- ✓ **LEA PLAZA, J.R.** (2007). *Diseño de Estructuras de Madera*. Tarija, Bolivia
- ✓ **BRAJA M. DAS,** *Principio de Ingeniería de Cimentación*, cuarta edición, editorial internacional Thompson México, 2001.
- ✓ **MCCORMAC, JACK. STEPHEN F. CSERNAK** "*Diseño de Estructuras de acero método LRFD*". 5ta. Edición, Editorial Alfaomega. México, 2012.
- ✓ **T. SEGUI, WILLIAM** *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. 2da Ed. D.F.-México. Edit. International Thomson Editores. 2000
- ✓ **ARTHUR NILSON. George Winter** *Diseño de Estructuras de concreto* 11va. Edición, Editorial MacGraw Hill, 1995
- ✓ **ORTEGA GARCIA JUAN EMILIO,** *Diseño de estructuras de concreto armado TOMO I*, Editorial Macro 2014.
- ✓ **MCCORMAC JACK.** *Diseño de Concreto Reforzado*. 8va Edición. México, 2011.

- ✓ **MORALES MORALES ROBERTO** *Diseño en concreto Armado* 4ta edición 2016.
- ✓ **FARGIER, LUIS** *Concreto armado comportamiento y diseño*. 1da Ed. U.S.A. 2010
- ✓ **ROMO PROAÑO, MARCELO.** *Diseño en Hormigón Armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito 2008
- ✓ **REGALADO FLORENTINO** *Los forjados Reticulares*. Cype Ingenieros 1991