

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

La salud es un estado completo de bienestar físico, mental, y social, al cual las personas tienen el derecho de acceder, y es de vital importancia contar con un centro de salud con todas las características necesarias. Pero en la comunidad de la Victoria existe la ausencia de un establecimiento de salud adecuado, ya que actualmente la comunidad de la Victoria, cuenta con una posta de salud, pero ésta no cumple con la infraestructura ni el equipamiento médico que se requiere por la comunidad; tampoco responde al constante aumento poblacional, ya que no posee la capacidad económica para cubrir gastos médicos, preventivos y la necesidad de cubrir la demanda de la mayor parte posible de la población afectada por las diferentes enfermedades prevalentes.

Ante estas deficiencias en el sistema de salud, el municipio de San Lorenzo ha visto por conveniente impulsar la construcción de un establecimiento de Salud para la comunidad de La Victoria, con el fin de adecuar las capacidades del sistema de salud a las crecientes exigencias y demandas de la población.

1.1.1. Planteamiento

El puesto de Salud existente en La Victoria, como se puede observar en la Figura 1.1, no posee las características adecuadas, los ambientes cuentan con espacios reducidos y deteriorados que no tienen la capacidad para atender la cantidad de habitantes de las comunidades beneficiadas debido al aumento demográfico de los últimos años.

Los habitantes no tienen un fácil acceso a una atención en salud digna, un gran porcentaje de los comunarios prefieren asistir a un establecimiento de salud público, pero esto implica una inversión de tiempo y dinero para los que necesitan atención médica especializada, en segundo lugar prefieren soluciones caseras debido a un acceso más rápido.



Figura 1.1 Ambientes del Puesto de Salud La Victoria.

Fuente: Fotografía propia.

1.1.2. Formulación

La construcción de un Centro de Salud Ambulatorio es de gran importancia ya que favorecerá a las comunidades de la Victoria e indirectamente a las diferentes comunidades como el Rincón de la Victoria, Coimata y Tomatitas entre otras, mejorando así la atención en salud de la población. Por lo tanto se puede dar como una solución más accesible y eficiente, como estudiantes de ingeniería civil, realizar el Diseño Estructural del Centro de Salud Ambulatorio de la Victoria a partir del diseño arquitectónico ya elaborado.

Debido a la gran demanda poblacional que requiere la atención médica necesaria, se plantea como solución las siguientes alternativas:

- Diseño y construcción del Centro de Salud Ambulatorio en la comunidad de la Victoria.
- Mejoramiento y ampliación de la posta existente.
- Dotación de ítems de médicos especializados en diferentes áreas de la salud.

1.1.3. Sistematización

Se optará por realizar en el diseño estructural de la siguiente forma: “Zapatillas aisladas de hormigón armado como fundaciones, pórticos conformados por vigas y columnas

de hormigón armado, entrepiso de losa unidireccional con viguetas pretensadas, y la cubierta formada por cerchas de perfil metálico y calamina.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el diseño estructural del Centro de Salud Ambulatorio de la comunidad de la Victoria, aplicando la norma CBH-87.

1.2.2. Específicos

- Realizar el planteamiento estructural en base al diseño arquitectónico, para la ubicación de las columnas y sus correspondientes cimientos, respetando las dimensiones y características de los diferentes ambientes plasmados en los planos arquitectónicos.
- Establecer la altura de fundación de acuerdo a los resultados del estudio de suelos.
- Verificar el cálculo estructural de los elementos de mayor sollicitación manualmente, para comparar con los resultados obtenidos del programa CypeCAD.
- Elaborar las especificaciones técnicas de la infraestructura del proyecto.
- Realizar los cómputos métricos de los elementos estructurales de la obra gruesa.
- Determinar los precios unitarios para elaborar el presupuesto total de la obra gruesa.
- Plantear el cronograma de actividades para obtener la duración del desarrollo del proyecto.
- Elaborar el diseño de una losa bidireccional y realizar su análisis comparativo con la losa unidireccional de viguetas pretensadas.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Durante el desarrollo del proyecto se busca fortalecer los conocimientos en las distintas ramas de la ingeniería estructural obtenidos hasta ahora, colocándolos en práctica y ampliando la información de todo lo referente al diseño y cálculo estructural.

1.3.2. Técnica

Debido a la importancia del proyecto, debemos tener en cuenta las normas y procedimientos de construcción vigentes en nuestro país, y la aplicación de las mismas en el desarrollo del proyecto, teniendo en cuenta que los datos de diseño arquitectónico, topografía y estudio de suelos tengan las características técnicas solicitadas por dicho proyecto.

1.3.3. Social

Se logrará que los beneficiarios tengan acceso a un centro de salud con ambientes adecuados para las diferentes especialidades médicas.

1.4. Alcance del proyecto

Como alcance principal se destaca el planteamiento estructural y posterior diseño de todos los elementos de sustentación de la edificación, como ser: fundaciones, columnas, vigas, entrepisos, escaleras de H°A°, como también el diseño de la cubierta metálica mediante lo estipulado en la normativa.

Se elaborarán ejemplares plasmando el diseño, resultados y planos estructurales obtenidos con el software CypeCAD y su respectiva verificación manual, conteniendo toda la memoria de cálculo, especificaciones técnicas, costo y cronograma de ejecución física de la obra gruesa del proyecto.

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

En cuanto al aporte académico, se realizará un análisis comparativo del entrepiso de losa alivianada unidireccional y losa reticular con casetón perdido, tomando en cuenta el aspecto técnico y el costo, tanto de los materiales como de la mano de obra.

1.4.1. Planteamiento estructural

Para el desarrollo del cálculo estructural del presente proyecto, se tiene la siguiente información:

- El proyecto cuenta con el diseño arquitectónico, planos de planta baja y planta alta, cortes, planimetría y cubiertas.
- El estudio de suelos, será realizado por una empresa especializada en el ámbito correspondiente.
- La institución involucrada cuenta con la información de levantamiento topográfico del terreno, donde la superficie presenta irregularidades mínimas de desnivel (menores al 1%), pudiendo considerarse al terreno casi plano.

De acuerdo a los planos arquitectónicos, la alternativa elegida para el desarrollo del proyecto, es la siguiente:

- Fundaciones. – Se optará por diseñar zapatas aisladas de hormigón armado.
- Estructura de sustentación. – Pórticos conformados por vigas y columnas de hormigón armado de sección rectangular y circular.
- Entrepiso conformado por losa unidireccional de viguetas prefabricadas con complemento de plastoformo.
- Escaleras conformadas por escalones y descanso de losa de hormigón armado en dos direcciones.
- Cubierta. – Estará compuesta por dos partes; la parte principal de la cubierta compuesta por calaminas y cerchas de perfil metálico. Por otro lado se tiene secciones de cubierta conformada por losa unidireccional de viguetas prefabricadas con complemento de plastoformo. En la figura 1.2 se puede observar la idealización de la estructura.

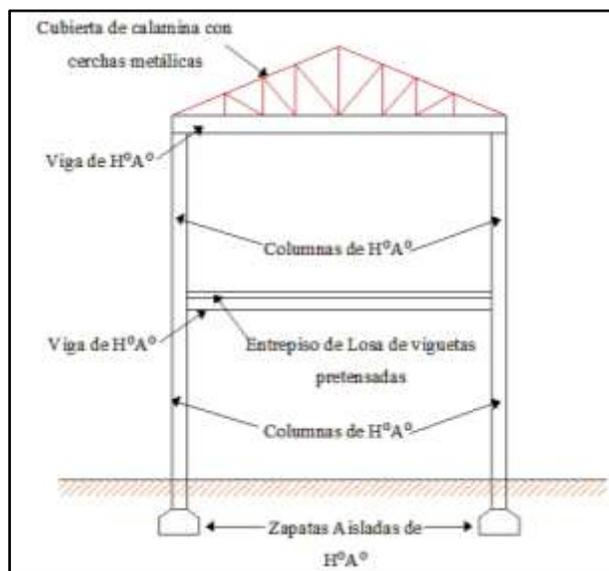


Figura 1.2 Alternativa de diseño estructural elegida.

Fuente: Elaboración propia.

1.4.2. Resultados a lograr

De acuerdo a la alternativa elegida, se pretende alcanzar los siguientes resultados:

- El dimensionamiento de los diferentes elementos que conforman la infraestructura del centro de salud, a partir del diseño y cálculo estructural en el software CypeCAD, realizando la verificación manual de los elementos más solicitados, y comparando con los resultados obtenidos de dicho programa.
- Realizar la comparación técnica y económica de una losa unidireccional (calculada en el diseño estructural) y la losa reticular calculada en el aporte académico.
- Elaborar las especificaciones técnicas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto de la obra gruesa de la infraestructura, a partir de los resultados definitivos del cálculo estructural.

1.5. Localización

El proyecto “Centro de Salud Ambulatorio La Victoria”, está situada en la comunidad de La Victoria que pertenece a la capital de la primera sección de la provincia

Méndez del departamento de Tarija, referida con las coordenadas 21°30,262' latitud Sur y 64°47.023' latitud Oeste.

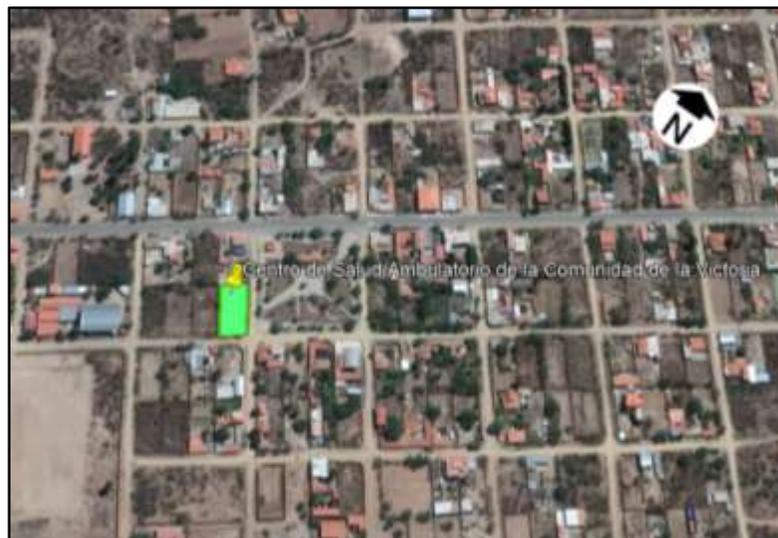


Figura 1.3 Ubicación geográfica del terreno del Centro de Salud Ambulatorio en La Comunidad de La Victoria.

Fuente: Elaboración propia

1.5.1. Disponibilidad de servicios

La comunidad de la Victoria, cuenta con energía eléctrica (suministrado por SETAR S.A), gas domiciliario (suministrado por la empresa EMTAGAS), y agua potable por cañería, la cual está conectado a una red comunal, en otros casos, algunas viviendas que se encuentran dispersas, tienen sus propios pozos. Lamentablemente no se cuenta con sistema de alcantarillado sanitario, por lo cual, este servicio básico consiste en pozos sépticos privados.

2. MARCO TEORICO

2.1. Estudio topográfico

La topografía es una “ciencia que estudia el conjunto de procedimientos para determinar las posiciones de puntos sobre la superficie de la tierra, por medio de medidas según los tres elementos del espacio” (Miguel Montes de Oca, 1989, p. 1).

2.1.1. Toma de datos

Actualmente el método más utilizado para la toma de datos se basa en el empleo de una estación total, con la cual se pueden medir ángulos horizontales, ángulos verticales, distancias y niveles o elevaciones. Conociendo las coordenadas del lugar donde se ha colocado la Estación, es posible determinar las coordenadas tridimensionales de todos los puntos que se midan.

2.1.2. Levantamiento topográfico

Los levantamientos topográficos consisten en hacer una topografía de un lugar, es decir, llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. El principal objetivo de un levantamiento topográfico, es determinar la posición relativa entre varios puntos sobre un plano horizontal. Esto se realiza mediante la planimetría. El siguiente objetivo es determinar la altura entre varios puntos en relación con el plano horizontal definido anteriormente, la altimetría. Esto se lleva a cabo mediante la nivelación directa. Tras ejecutar estos dos objetivos, es posible trazar planos y mapas a partir de los resultados obtenidos consiguiendo así un levantamiento topográfico. (Ingeniería y Arquitectura, s.f)

2.2. Estudio de suelos

Los estudios de suelo permiten conocer las características físicas, químicas y mecánicas del terreno donde se piensa construir, esto es, la composición estratigráfica, es decir, las capas o estratos de diferentes características que componen el suelo y su profundidad, además del nivel de profundidad al que deben realizarse las fundaciones en la construcción.

Para determinar la resistencia del suelo, se debe realizar el análisis granulométrico y la consistencia del suelo para realizar su clasificación del mismo, y posteriormente realizar el ensayo de SPT.

2.2.1. Análisis granulométrico

Consiste en cernir una muestra de suelo, a través de un juego de tamices estandarizados para conocer su distribución granulométrica. Para suelo de grano fino se obtiene mediante el análisis granulométrico con el hidrómetro.

2.2.2. Consistencia del suelo

Es la resistencia del suelo a ser deformado o amasado (remoldeado o roto), gobernada por las fuerzas físicas de adhesión y cohesión, por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados *sólido*, *semisólido*, *plástico* y *líquido*.

2.2.3. Clasificación de suelos

Actualmente se utilizan dos sistemas de clasificación de suelos; el Sistema de Clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, los cuales se basan en la distribución por tamaño de grano y la plasticidad de los suelos.

2.2.4. Ensayo de penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta, que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior.

El procedimiento del ensayo se puede dividir en 2 partes: la primera se refiere al **trabajo de campo**, que consiste en utilizar solamente el equipo del SPT, en el cual se desea saber el número de golpes que se requieren para que la punta de penetración se incruste 30 cm en el suelo por efecto de los golpes que se dan con el martillo a una altura de caída de 76.2 cm. Después del hincado de la cuchara SPT, se debe realizar un muestreo de materiales cuidando de no perder la humedad natural del suelo.

La segunda parte es el **trabajo de laboratorio**, donde la muestra de suelo obtenida debe atravesar los ensayos de Granulometría, y Límites de Atterberg, para su posterior clasificación del suelo, ya sea por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos o por el Sistema AASHTO.

Con los datos de número de golpes y la clasificación del suelo, se entra a los ábacos correspondientes, y se determina los valores de la capacidad admisible del suelo.

2.3. Diseño arquitectónico

Mediante el diseño arquitectónico se planifica lo que será finalmente el edificio construido con todos los detalles, imagen de estética, sus sistemas estructurales y todos los demás sistemas que componen la obra.

El diseño arquitectónico debe satisfacer las necesidades de espacios habitables para el ser humano, en lo estético y lo tecnológico. Algunos de los aspectos que se tienen en cuenta para el diseño arquitectónico son la creatividad, la organización, el entorno físico, la funcionalidad, la construcción y viabilidad financiera.

2.4. Diseño estructural

El diseño estructural consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de la estructura, para que esta cumpla sus funciones con un grado de seguridad razonable, comportándose además satisfactoriamente una vez en condiciones de servicio.

2.4.1. Bases de cálculo

El proceso de cálculo en la presente norma, consiste en:

- Obtención del efecto S_d , de las acciones exteriores, relativo al estado límite en estudio, a partir de los valores ponderados de las acciones características.
- Obtención de la respuesta R_d de la estructura, correspondiente al estado límite en estudio, a partir de los valores minorados de las características resistentes de los materiales.
- El criterio de aceptación, consiste en la comprobación: " $R_d \geq S_d$ ".

2.4.1.1. Cálculo en estados límites

Se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

- a) **Hipótesis de Bernoulli.-** Las secciones inicialmente planas, permanecen planas al ser sometidas a la sollicitación. Los esfuerzos principales “M”, “Q” y “N”, se calcularán según las teorías clásicas de la Resistencia de Materiales y de la Elasticidad.
- b) **Adherencia.-** Se supone una adherencia total del acero y el hormigón, es decir, que no existe deslizamiento entre ambos materiales.
- c) **Resistencia a tracción del hormigón.-** Se considera despreciable la resistencia a la tracción del hormigón.
- d) **Acortamiento del hormigón.-** Se admite que el acortamiento unitario máximo del hormigón es igual a 0,0035, en flexión simple o compuesta, recta o esviada y 0,002, en compresión simple.
- e) **Alargamiento del acero.-** El alargamiento unitario máximo de la armadura se toma igual a 0,010
- f) **El agotamiento del hormigón.-** En el agotamiento, los dominios de deformación relativos al hormigón y al acero, según las distintas sollicitaciones. (Norma Boliviana CBH 87, p. 57)

2.4.1.2. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón Armado

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizarán en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I: $\gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times Q$

Hipótesis II: $0.9 \times (\gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times Q) + 0.9 \times \gamma_{fg} \times W$

Hipótesis III: $0.8 \times (\gamma_{fg} \times G + \gamma_{fg} \times Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

En estas expresiones:

G = valor característico de las cargas permanentes.

Q = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W_{eq} = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general mayormente se tomará $W_{eq}=0$

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica. (NB CBH 87, 1986, p. 54)

2.4.1.3. Coeficientes de seguridad

La seguridad se introduce a través de coeficientes: dos de minoración (de la resistencia del hormigón y del acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

Tabla 2.1 Estados límites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

Fuente: Recuperado de Norma Boliviana CBH 87, p. 51

Para los coeficientes de mayoración de carga se tiene la siguiente tabla:

Tabla 2.2 Estados límites últimos – Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Minimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

Fuente: Recuperado de Norma Boliviana CBH 87, p. 51

2.4.1.4. Cuantías geométricas mínimas

La armadura se determina en base a la Cuantía Geométrica Mínima de armaduras que se muestran en la tabla 2.3 , en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.3 Cuantías geométricas mínimas, referidas a la sección del hormigón, en tanto por mil.

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Boliviana CBH 87, p. 67

2.4.1.5. Cargas o acciones

Son un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas, aplicadas a una estructura o elemento estructural, capaces de producir en ella estados tensionales.

Se clasifican en dos grupos: **Acciones directas** (cargas permanentes, acciones variables y extraordinarias) y las **acciones indirectas** (acciones reológicas, térmicas, acciones por movimientos impuestos y acciones sísmicas). (Norma Boliviana CBH 87, 1986, pp. 43-45)

2.4.2. Estructura de sustentación de la cubierta

La estructura de la cubierta del proyecto está conformada por 2 diferentes tipos: la primera está compuesta por un conjunto de cerchas metálicas con cubierta de calamina. El segundo tipo de cubierta a utilizar está conformada por unidireccional de viguetas pretensada de H⁰A⁰.

Las cerchas en general se encuentran sometidas principalmente a esfuerzos axiales de tracción o compresión, para ello todas las cargas deberán aplicarse en las uniones y no en los elementos. El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica corresponde a las disposiciones del Método Factores de Carga y Resistencia (LRFD) que se basa en los conceptos de estados límite y pretende más que obtener soluciones

económicas, el proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero.

2.4.2.1. Análisis de cargas en la cubierta

Las armaduras deben diseñarse para soportar todas las cargas aplicadas siguientes: peso propio y otras cargas permanentes o cargas muertas, sobrecargas de servicio o cargas vivas y sobrecargas de sismo, vientos, nieve y temperatura (éstas deben considerarse de acuerdo a los reglamentos y códigos vigentes en la zona de ubicación de la construcción).

2.4.2.2. Hipótesis de carga para la cubierta

Son las combinaciones de las acciones tales que, siendo compatible su actuación simultánea, produzcan los efectos más adversos en relación con cada uno de los Estados Límite. Se recomienda las siguientes combinaciones de carga para la estructura metálica:

Tabla 2.4 Combinaciones de carga.

Combinaciones de carga	Dónde:
$U = 1,4D$ $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ $U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$ $U = 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ $U = 1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2 S$ $U = 0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$	U: carga última D: cargas muertas L: cargas vivas Lr: cargas vivas en techos S: cargas de nieve R: cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento W: cargas de viento E: cargas sísmicas.

Fuente: Estructuras de Acero Método LRFD, McCormac, p. 53

2.4.2.3. Diseño de los elementos de la cercha

El diseño de los elementos de la cercha estará fundamentado con el Manual de la AISC 360, aplicando el método LFRD, en los estados límites de servicio, para los cuales se realiza las verificaciones correspondientes.

Un diseño satisface los requisitos de esta especificación cuando la resistencia de cálculo de cada uno de los componentes estructurales es mayor o igual que la resistencia requerida determinada en base a las cargas nominales, multiplicadas por los factores de carga correspondientes, para todas las combinaciones de cargas aplicables. (Especificación para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío., 1996).

Los distintos esfuerzos que soportan los elementos de la cercha metálica, son:

- El diseño de elementos sometidos a **Tracción** implica encontrar un elemento con áreas totales y netas adecuadas, que resistan los esfuerzos solicitados.
- Los elementos sometidos a **Compresión** soportan una carga de compresión axial. Ésta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del elemento centroidal, pero a cierta distancia del mismo.
- Los elementos sometidos a **Flexo – Tracción** son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de tracción y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a, principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la tracción se presenta acompañada por flexión.

El diseño de la cercha compuesta por perfiles tubulares con propósitos estructurales, se ve incrementado por las siguientes razones:

- Mayor facilidad de efectuar las conexiones mediante soldadura, por lo tanto es más económico en la mano de obra a comparación de conexiones atornilladas o remaches.
- El miembro a compresión más eficiente es aquel que tiene un radio de giro constante respecto a su centroide. Los perfiles tubulares cuadrados son los siguientes miembros a compresión en orden de eficiencia.

- Los tubulares estructurales de cuatro lados son más fáciles de pintar que las secciones abiertas de seis lados como las secciones W, S y M. Además, las esquinas redondeadas facilitan la aplicación de la pintura u otros recubrimientos uniformemente alrededor de las secciones. Tienen menos área superficial para pintar o proteger contra el fuego.
- Tienen excelente resistencia a la torsión.
- Las superficies de los perfiles tubulares son muy atractivas, de aspecto limpio y agradable que se fabrican y se montan fácilmente.
- Si la limpieza es importante, los tubulares estructurales huecos son ideales, y no tienen el problema de la acumulación de basura entre los patines de los perfiles estructurales abiertos. (McCormac 5th Edición, p.135)

2.4.2.4. Diseño de Uniones - Conexiones de soldadura

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero, que se realiza mediante la fundición del metal al aplicar calor intenso, con frecuencia, el calor para las soldaduras se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

Lo más común en nuestro medio es el uso de soldaduras de filete. El esfuerzo en un filete de soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura, sin tomar en cuenta la dirección de la carga.

Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones, ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre toda su longitud, mientras que las soldaduras de filete longitudinales quedan sometidas a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud. Además, las pruebas muestran que la falla ocurre según ángulos diferentes a 45°, por lo que las soldaduras tienen entonces áreas efectivas más grandes en la garganta.

2.4.2.5. Diseño de la placa de asiento para vigas

Si los extremos de las vigas de la cubierta se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa sobre la mampostería, y que la misma reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u dividida entre el área A de la placa. Esta presión tiende a doblar hacia arriba a la placa y al patín inferior de la viga. El manual LRFD recomienda que se considere que la placa de apoyo toma el momento flexionante total producido y que la sección crítica para el momento se considere a una distancia k del eje longitudinal de la viga. La determinación de la distribución exacta de la presión en una placa de asiento es un problema muy difícil, por lo que se supone por lo general una distribución uniforme de presión. (Diseño de Estructuras de Acero - Metodo LRFD, pág. 307)

2.4.3. Diseño de vigas

Generalmente las vigas, son los elementos que trabajan a flexión, éstos reciben la carga de las losas y las transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas.

En los problemas de dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a flexión simple, se conocen tanto el momento de cálculo M_d , como las resistencias de cálculo de los materiales. El momento reducido de cálculo es:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

μ_d = Momento reducido de cálculo.

M_d = Momento de diseño (envolvente)

b_w = Ancho de la viga.

d = Canto útil.

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón.

La forma práctica de operar es la siguiente: si el momento reducido μ_d resulta igual o menor que 0,252; la sección no necesita armadura de compresión. Si por el contrario, el momento reducido μ_d resulta mayor que 0,252; la armadura de compresión es necesaria. (Pedro Jiménez Montoya, 2001, pág. 281).

Sobre el concepto de “canto mínimo”, pueden entenderse dos valores distintos, uno recomendable ($\mu_{lim} = 0,252$) y uno teórico, al cual le corresponde un momento reducido de 0,316. El valor de μ_{lim} , se obtendrá en función al tipo de acero (Ver anexo 5).

2.4.3.1. Cálculo de armadura longitudinal

Caso 1: Para el caso sin armadura de compresión, se seguirá los siguientes pasos:

- A partir del valor del momento reducido, obtenemos la cuantía mecánica, de la tabla universal para flexión simple o compuesta.
- Calculamos la armadura para el momento flector positivo y negativo. Con la fórmula:

$$As = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

w = Cuantía mecánica (función del momento reducido de cálculo μ_d interpolado en la tabla Universal de cálculo para flexión simple o compuesta – anexo 5).

f_{yd} = Resistencia minorada de diseño del acero.

Caso 2: Para donde se requiera armadura a compresión, se dimensiona la armadura de tracción $A_{s_{lim}}$ a partir de la siguiente ecuación:

$$W_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta} \quad W_{s1} = w_{lim} + w_{s2} \quad \delta = \frac{r}{d}$$

Donde:

W_{lim} = Cuantía geométrica límite (anexo 5)

W_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura atracción

W_{s2} = Cuantía geométrica para la armadura a compresión

δ = Relación entre recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

$$A_{s1} = W_{s1} * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = W_{s2} * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

A_{s1} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a tracción

A_{s2} = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo a compresión

2.4.3.2. Cálculo de la armadura transversal

Se debe comprobar las siguientes condiciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad ; \quad V_{rd} \leq V_{u1}$$

Donde

V_{rd} = Cortante de diseño (envolvente).

V_{u1} = Cortante por compresión oblicua del hormigón.

V_{u2} = Cortante por tracción del hormigón.

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

$$V_{u2} = V_{su} + V_{cu}$$

Se tiene dos casos para el análisis de cortante:

Caso 1

$$Si: \quad V_{rd} \leq V_{cu}$$

$$A_{s_{min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Caso 2

$$Si: \quad V_{cu} < V_{rd} \leq V_{u1}$$

Si no cumple esta condición, entonces se deberá cambiar la sección.

$$V_{su} = V_{rd} - V_{cu}$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Armatura necesaria para resistir a cortante:

$$A_s = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

Donde:

t = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma A_s (barras inclinadas más estribos).

A_s = área de barras inclinadas más estribo

2.4.4. Diseño de columnas

Son los elementos generalmente verticales, que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales y estribos, las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber bien compresiones en colaboración con el hormigón, bien tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados.

2.4.4.1. Cálculo de la longitud de pandeo y esbeltez mecánica de la columna

La **longitud de pandeo** es la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada.

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = \alpha * l$$

Donde α puede obtenerse con el monograma de la figura 2.3 y "l" es la longitud del elemento considerado. Para el cálculo de la longitud de pandeo se empleará el monograma correspondiente a pórticos intraslacionales o desplazables debido a que se tiene presente en estructuras aporticadas provistas de muros o núcleos de contraviento, de forma que aseguren la rigidez torsional de la estructura.

$$\psi_A = \psi_B = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas}}$$

La **esbeltez mecánica** es la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i , de la sección en el plano de pandeo. El radio de giro i , tiene la siguiente expresión $i = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referida a la sección de hormigón. (Pedro Jiménez Montoya, p. 341)

Una vez obtenida la longitud de pandeo, procedemos a calcular la esbeltez mecánica, y de acuerdo a los resultados obtenidos, podemos clasificar los diferentes tipos de columnas:

- Para esbeltez mecánicas $\lambda < 35$ (la pieza puede considerarse corta)
- Para esbeltez mecánica $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda < 29$) se considerada columna intermedia.
- Para esbeltez mecánica $100 \leq \lambda < 200$ (geométrica $29 \leq \lambda < 58$) columna larga.

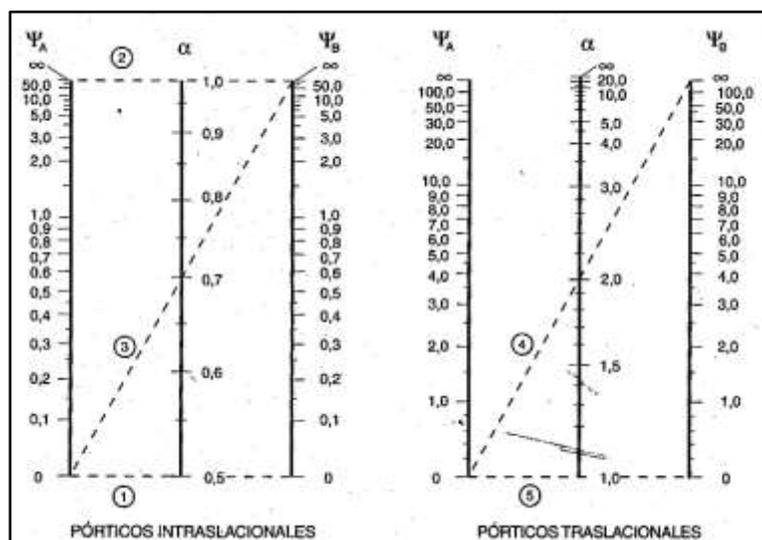


Figura 2.1 Nomogramas que ofrecen la longitud de pandeo en soportes de pórticos.

Fuente: J. Montoya. (2001) Hormigón Armado, p.341

2.4.4.2. Método de la excentricidad ficticia

Aplicable a elementos de sección y armadura constante, con esbeltez mecánica menor a cien ($\lambda \leq 100$). (Norma Boliviana CBH 87, 1986, p. 87)

- **Excentricidad de primer orden.** - Excentricidad inicial o de primer orden e_o , no es menor que la excentricidad accidental, siendo e_o igual a M/N donde M es el momento exterior aplicado, de primer orden, y N la carga axial actuantes.

$$e_{0x} = \frac{M_{dy}}{N_d} \quad ; \quad e_{0y} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

- **Excentricidad accidental.** - Excentricidad accidental e_a , que toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

$$e_o \geq e_a = \frac{c}{20} \geq 2cm$$

Donde c es la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

- **Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).** - La excentricidad e_{fic} , no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden e_o tiene en cuenta de forma sencilla, los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{ficx} = \left(0,85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) x \frac{b + 20 x e_{ox}}{b + 10 + e_{ox}} x \frac{l_{ox}^2}{i} x 10^{-4}$$

La **excentricidad final** no es más que la suma de todas las excentricidades:

$$e_{(x,y)} = e_o + e_a + e_{fic}$$

Referencia de estas ecuaciones se encuentran la norma boliviana CBH-87 sección 8.3.5.2.

2.4.4.3. Armadura longitudinal

El procedimiento para el cálculo de las armaduras longitudinales es el siguiente:

Paso 1: Calcular la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h$$

Paso 2: Se calculan los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{N_d}{U_c} ; \quad \mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} ; \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b}$$

Se define los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:

$$\mu_1 = \text{mayor} (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_2 = \text{menor} (\mu_x, \mu_y)$$

Con los valores de los esfuerzos reducidos y definiendo la distribución de la armadura para los pilares se entra a los ábacos en roseta correspondiente. Si el valor de v no es redondo, se obtiene ω por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

Para obtener la cuantía mecánica total necesaria ω , basta entrar en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x y μ_y , (Hormigón Armado, 2001, pp. 320-321)

Los **ábacos dimensionales en roseta** son el equivalente, en flexión esviada, a los diagramas de interacción adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x, M_y). Se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v , μ_x , μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

Paso 3: Calcular la capacidad mecánica de la armadura total: $U_{total} = \omega * U_c$

Paso 4: Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}} = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

La armadura mínima es:

$$0,1 * N_d \leq A_{s \text{ mín}} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad ; \quad A_{s \text{ mín}} = \frac{0,1 * N_d}{f_{yd}}$$

De la armadura total de acero y la armadura mínima, seleccionamos la mayor de ellas. Para una cara de la sección:

$$A_{s \text{ una cara}} = \frac{A_{s \text{ total}}}{4}$$

Ahora se la debe dividir por el área del acero a emplear y con esto obtenemos el número de hierros en cada esquina.

2.4.4.4. Armadura transversal

De acuerdo a la norma boliviana CBH-87 en el apartado 8.1.7.2, el estribo debe cumplir las siguientes características.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{estribo}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{1}{4} \phi_{\text{arm long más gruesa}} \\ \bullet 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La separación de los estribos debe ser según estas tres opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \bullet 30 \text{ cm} \\ \bullet 12 * \phi_{\text{arm long más delgada}} \\ \bullet b \text{ ó } h \text{ (el de menor dimensión)} \end{array} \right.$$

2.4.5. Entrepiso de losa alivianada

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

Las **viguetas pretensadas** son elementos lineales sometidos a flexión, para lo cual se introduce esfuerzos de tal manera que sean iguales y contrarios a los que producen las cargas para que de esa forma eliminar los esfuerzos a flexión.

La separación entre viguetas depende de las dimensiones del complemento aligerante que se utilice, normalmente oscila entre 50 y 60 cm medida centro a centro de viguetas, la altura del complemento aligerante depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm.

La 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.

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).

La resistencia mínima del concreto colado en obra será de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, fabricado con tamaño máximo de agregado de 19 mm (3/4"), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas.

Se requiere colocar **acero de refuerzo** en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracción y temperatura. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm.

2.4.6. Fundaciones

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente. En el presente proyecto se analizará como fundación de la estructura las zapatas aisladas, por lo tanto daremos mayor enfoque a este tipo de zapatas.

2.4.6.1. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son losas de cimentación normalmente de concreto reforzado con dimensiones largo L y ancho B, con relación L/B que no excede a 1.5. La cimentación debe soportar la carga de las columnas. Las zapatas aisladas se usan en

suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la súper estructura.

2.4.6.2. Proceso de cálculo

1º. Determinar el peso total N que soportará la zapata, la cual será la carga mayorada de 5 a 10 % de la carga N que llega a la zapata, es decir: $N = 1,1 * N$

2º. Se debe determinar las dimensiones “a” y “b” de la base de la zapata. La zapata necesita un área, de tal forma que el esfuerzo máximo que se presente en la zapata no supere al esfuerzo admisible del suelo, entonces se calcula primero un área necesaria dada por:

$$A_{nec} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

Se escoge un área “A” mayor a la necesaria, y con este valor se determina las dimensiones tentativas de “a” y “b” (deben ser dimensiones constructivas) tal que:

$$A = a * b$$

Los valores de “a” y “b”, deben ser dimensiones constructivas. Seguidamente se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6 * My}{a * b^2} + \frac{6 * Mx}{b * a^2}$$

Tal que la verificación cumpla:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

3º. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata. Para determinar el canto útil de la zapata, la norma CBH 87 indica que se debe usar un canto útil no menor a 30 cm para zapatas apoyadas sobre el suelo.

Primero se debe calcular la resistencia minorada de diseño del hormigón.

Luego se procede a calcular el coeficiente “k” dado por la fórmula:

$$k = \frac{2\sqrt{f_{cd}}}{\gamma_1 * \bar{\sigma}_{adm}}$$

Donde:

f_{cd} = Resistencia minorada de diseño del hormigón en kg/cm^2 .

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

σ_{adm} = esfuerzo admisible en kg/cm^2 .

Con el valor de “k” se determina el valor del canto útil tal que:

$$d \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{a1 \times b1}{4} + \frac{a \times b}{2k-1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Luego se procede a definir el valor de “c” para el recubrimiento ($\geq 5\text{cm}$), con los valores anteriores se tiene:

$$h = d + c$$

4º. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata, con las dimensiones ya definidas en el paso 2, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a * b * h = 2500 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) * a * b * h$$

Luego se calcula el peso real que actuará en la zapata.

$$N = N' + (\text{Peso Zapata})$$

5º. Es necesario calcular los momentos corregidos debido a las fuerzas cortantes existentes en la base de la zapata, dichos momentos se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$M_x = M'_x \pm hH_y$$

$$M_y = M'_y \pm hH_x$$

Es positivo si el momento producido por la fuerza en cuestión tiene el mismo sentido que el Momento y es negativo si tiene sentido contrario.

6°. Calcular los esfuerzos de compresión y los de tracción en la zapata.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a \times b^2} + \frac{6Mx}{b \times a^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a \times b^2} + \frac{6Mx}{b \times a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a \times b^2} - \frac{6Mx}{b \times a^2} \quad ; \quad \sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a \times b^2} - \frac{6Mx}{b \times a^2}$$

Luego se debe de verificar:

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

8°. Realizar la verificación al vuelco de la zapata.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{(N + P) * \frac{A}{2}}{(My + Qx * h)} \\ \frac{(N + P) * \frac{A}{2}}{(My + Qx * h)} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

Donde

N: Carga de servicio transmitida a la zapata.

Mx, My: Momentos en las direcciones “x” y “y”, sin mayorar.

Qx, Qy: Esfuerzos cortantes en las direcciones “x” y “y”, sin mayorar.

A, B: Dimensiones en planta de la zapata aislada

P: Peso propio de la zapata aislada

h: altura de la zapata

9°. Verificar que la zapata no se deslice.

Como fuerza estabilizante se contará solo con el rozamiento entre la base del elemento de cimentación y el terreno, o la cohesión de este. Se verifica que cumpla las siguientes recomendaciones, para suelos arenosos sin cohesión (arenas)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{(N + P) * \tan \varphi_d}{Vx} \\ \frac{(N + P) * \tan \varphi_d}{Vy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$\varphi_d = \frac{2}{3} \varphi$$

Donde

φ = ángulo de rozamiento interno ($\varphi = 20$ para arcillas)

C = cohesión

A = Superficie de la base de la zapata, “a x b”

Cd = 0,50 x C = Valor de cálculo (minorado) de la cohesión.

10º. Calcular el momento de diseño.

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia de 0,15 de a1.

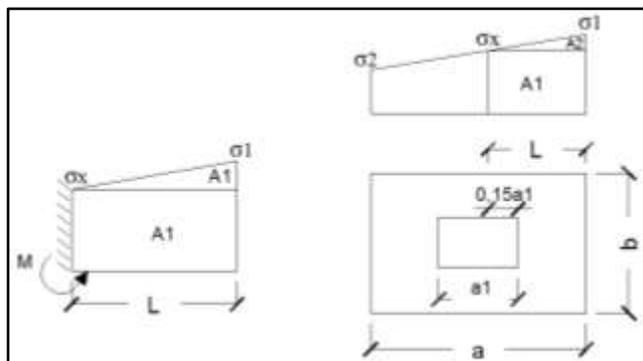


Figura 2.2 Sección de diseño

Fuente: Elaboración propia

De la figura 2.2 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a_1}{2} + 0.15 \times a_1$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \frac{L}{a} \times (\sigma_1 - \sigma_2)$$

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M_x = \frac{\sigma_x \cdot L^2}{2} + \left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_x) \cdot L}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot L \right)$$

Simplificando la expresión, se tiene:

$$M_x = \frac{L^2}{3} * \left(\frac{\sigma_x}{2} + \sigma_1 \right)$$

11º. Calcular el área de acero.

Con el momento de diseño expresado en kg-cm se determina el momento reducido dado por la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}}$$

Donde:

b: Ancho para el que se calcula, 100 cm (un metro)

d: Canto útil

f_{cd} : Resistencia minorada de diseño del Hormigón

M_d : Momento de diseño (mayorado)

Con este valor se determina la cuantía mecánica de acero dada por:

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

Y se calcula el área necesaria y la mínima, y se elige la mayor.

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b * d$$

Siendo $\omega_{\min} = 0,0018$ para zapatas.

2.4.7. Escaleras

Son elementos estructurales de comunicación entre los distintos niveles de una estructura (Casas, edificaciones). Normalmente las escaleras se realizan en losas o placas de hormigón.

Una escalera se compone de: rampa, huella, contrahuella, peldaño, descanso o meseta, arranque y barandilla.

2.4.7.1. Diseño de escaleras

Su proceso de cálculo se puede describir de la siguiente manera:

Debido a su inclinación y poca luz, las escaleras se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando sólo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada, cargas que ejercerán en la estructura por unidad de superficie para luego evaluar las sollicitaciones de la estructura como una viga biapoyada de un metro de ancho para posteriormente determinar el área de acero conforme se realiza en losas macizas utilizando los mismos parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón CBH-87, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

2.4.8. Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación, a los cortes que se dan una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentos de los apoyos. La separación entre juntas de dilatación, función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10 °C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor a 10 °C), 50 m. (Comisión Permanente del Hormigón Armado, 1986, p. 201)

El **máximo cierre teórico** de una junta en un edificio de entramado, sometido a una variación de temperatura en grados centígrados es el siguiente:

$$\Delta_t = T_s - T_m$$

Con una distancia L entre juntas, viene dado por.

$$C_1 = (\Delta_t) * L * 1,1 * 10^{-5}$$

Para tener en cuenta las tolerancias de construcción y las características de deformabilidad del material de sellado de la junta, se dispondrá un ancho de junta.

$$\alpha = K_j * C_i$$

Dónde:

$K_j = 2$ para edificios sin calefacción

$K_j = 1,7$ para edificios con calefacción pero sin aire acondicionado.

$K_j = 1,4$ para edificios con calefacción y aire acondicionado.

El ancho mínimo de junta debe ser, en cualquier caso, de 25 mm. (Calavera, 1999)

2.4.9. Elementos complementarios a la estructura

2.4.9.1. Losa de sustentación del tanque de agua

Para todo diseño público se debe contar con un abastecimiento continuo de agua potable, para ello se prevé la implementación de un tanque elevado para el proyecto, con las características adecuadas.

2.5. Estrategia para la ejecución del proyecto

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto. A manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

2.5.1. Especificaciones técnicas

Una especificación técnica es un documento en el que se describen detalladamente las características o condiciones mínimas que debe cumplir un producto geográfico, con el fin de crearlo, proveerlo y usarlo de manera estandarizada, permitiendo la interoperabilidad entre los datos y maximizando la calidad de la información. La especificación técnica alimenta la elaboración del proyecto y la evaluación de calidad del mismo.

Las especificaciones técnicas debe tener las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben de someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de la obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deben adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas.

2.5.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se realizan a partir de la medición de longitudes, áreas y volúmenes de las diferentes partes de la obra, que requieren el manejo de fórmulas geométricas y trigonométricas. No obstante de su simplicidad, el cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

Cabe recalcar que si el cálculo estructural se realiza haciendo uso del software CypeCAD 2017, se puede extraer los datos de volúmenes de las vigas, columnas, losas macizas, reticulares y muros de hormigón que requieren la obra, exceptuando los volúmenes de los cimientos o zapatas, donde el programa te proporciona ese dato de manera general.

2.5.3. Precios unitarios

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar los cómputos métricos, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades

definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determina el costo parcial de la misma.

Los elementos influyentes en el precio unitario de cada Ítem son: Costo de materiales, costo de mano de obra, desgaste de herramientas y reposición de equipos, gastos generales, utilidad e Impuestos

La suma de estos valores parciales, da cada precio unitario total de cada partida de trabajo o Ítem. Para optimizar este precio se debe realizar un análisis que consiste en desagregar cada actividad del presupuesto en los recursos, cantidades y rendimientos necesarios para obtener físicamente una actividad por unidad de medida, teniendo presente los precios actuales del mercado.

2.5.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser determinada, la exactitud de las mismas dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que construyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.5.5. Planeamiento y cronograma

Para la ejecución de un proyecto se debe planificar las actividades que conlleva éste, deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajado completó pueda terminarse, las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otra se hayan terminado.

Tanto la planificación como la programación en una obra, son herramientas importantes para poder controlar el mismo aunque a veces es necesario reprogramar.

Las técnicas más comúnmente usadas en la programación de una obra son: Diagrama de Barras, Curvas de producción acumulada, Método de la Ruta Crítica (Critical Path Method, CPM), Red de precedencias, PERT (Program Evaluation Review Technique) y Diagrama de tiempo y espacio. Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras.

2.5.5.1. Diagrama de GANTT o Diagrama de Barras

El gráfico de Gantt cubre las distintas funciones de la programación: asignación de recursos y determinación de la secuencia y cronología. A pesar de su sencillez constituye uno de los métodos de programación más completos y, sin duda, el más usado. El gráfico se confecciona a dos escalas: en la horizontal se mide el tiempo (en horas, días, semanas, etc.); en la vertical, se ordenan los elementos que intervienen en la programación: máquinas, hombres, tareas, órdenes de trabajo, etc. El gráfico establece, de tal forma, una relación cronológica entre cada elemento productor o tarea.

Es una representación secuencial rectilínea de las actividades de una obra.

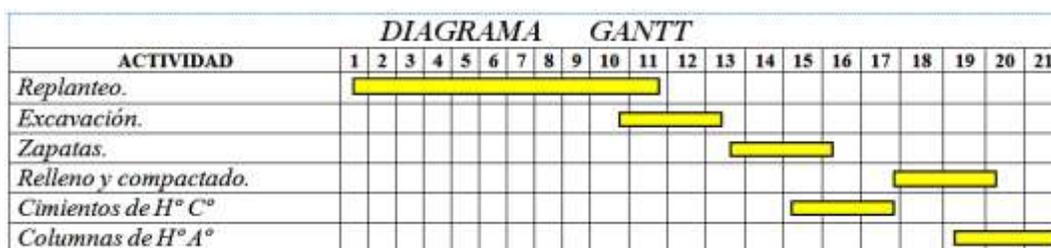


Figura 2.3 Diagrama de Gantt.

Fuente: Elaboración propia

El Gantt requiere de tres procesos para la construcción de su diagrama y estos son:

- Listado de actividades.
- Secuencia lógica de actividades.
- Duración de la actividad:

$$\text{Duración} = \text{Volumen} / \text{Rendimiento}$$

Dónde:

Volumen = Volumen de la Actividad.

Rendimiento = Rendimiento de mano de obra o equipo (cantidad de trabajo por unidad de tiempo).

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Estudio topográfico.

El levantamiento topográfico fue proporcionado por la Alcaldía Municipal de San Lorenzo, donde el área predestinada para el presente proyecto, se encuentra en el centro poblado de la comunidad, y cuenta con una superficie útil de 800 m². Topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 1%, como se muestra en los planos correspondientes.

3.2. Estudio de suelos (resultados).

El estudio de suelo estuvo a cargo de la Empresa Consultora EOLO S.R.L. Servicios de Laboratorio de Suelos y Geotecnia, el cual comprende granulometría, límites de Atterberg y desde luego el ensayo de carga directa o SPT del lugar de emplazamiento. El informe geotécnico, se encuentra detallado en el anexo 1, donde se puede observar la ubicación de los dos pozos que se excavaron para el ensayo del estudio de suelos.

En la tabla siguiente se presenta un resumen de los resultados del estudio de SPT.

Tabla 3.1 Capacidad portante del terreno en relación a N⁰ del ensayo de penetración normal.

Sondeo	Prof. (m)	Nro. de Golpes	σ _n (Kg/cm ²)
Sondeo 01 sector central derecho	1,60	25	3,50
Sondeo 02 sector central izquierdo	1,50	20	3,00

Fuente: Elaboración propia

Se tomó como medida de seguridad la resistencia más desfavorable, con una capacidad portante de:

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ kN/m}^2$$

Con la información proporcionada del suelo en estudio, se estableció que la cota de fundación será de 2028,50 m.s.n.m. Además, se elaboró el siguiente perfil estratigráfico del suelo en ambos pozos.

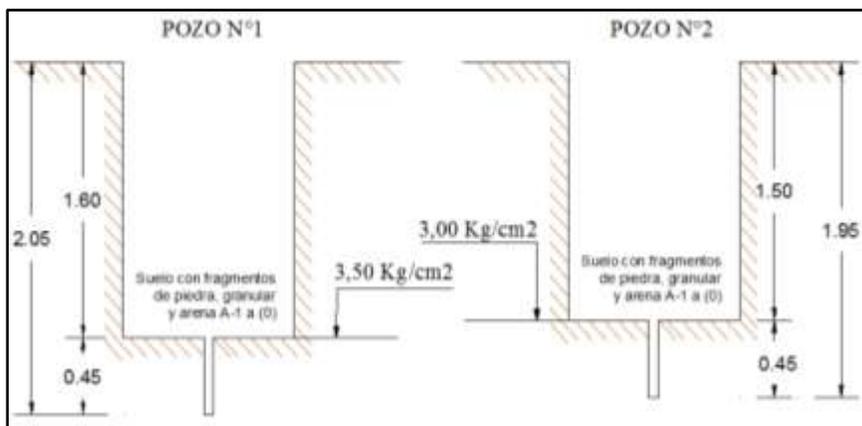


Figura 3.1 Esterificación del suelo de fundación del pozo N°1

Fuente: Elaboración propia

3.3. Diseño arquitectónico.

El plano arquitectónico fue proporcionado por el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo. Tiene un área de 645,08 m² por planta, y está conformado por dos plantas, los módulos de cada planta se pueden observar en la sección de planos.

3.4. Diseño estructural

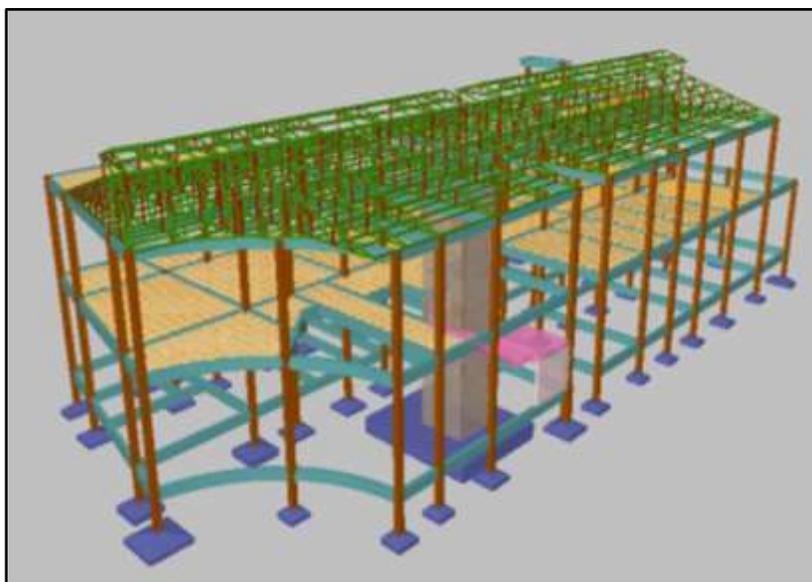


Figura 3.2 Planteamiento estructural

Fuente: Paquete estructural CYPECAD 2017

La estructura de sustentación estará formada por: vigas, columnas, zapatas aisladas tronco piramidal, entrepisos conformados por losa alivianada unidireccional con viguetas pretensadas y escaleras.

3.4.1. Cargas consideradas sobre la estructura

a) Acciones permanentes o cargas muertas (D)

El cálculo a detalle de los siguientes valores, se muestran en el anexo 2.

- Peso propio de los elementos estructurales (pórticos en estudio):

$$\text{Columnas } 25 \times 25 = 1,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vigas } 20 \times 40 = 2,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Columnas } 20 \times 35 = 1,75 \text{ kN/m}$$

- Losa de entrepiso y cubierta = $1,50 \text{ kN/m}^2$
- Peso de la baldosa cerámica = $6,0 \text{ kN/m}$
- Carga del barandado del balcón = $0,30 \text{ kN/m}$

b) Acciones variables

Sobrecargas: En la tabla que se encuentra en el anexo 2, se puede observar las sobrecargas de uso para las distintas áreas que corresponde al centro de Salud.

Acción del viento

$$W_{\text{Barlovento}} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad W_{\text{Sotavento}} = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ver anexo 3})$$

3.4.2. Diseño de la cubierta

Los elementos de la cercha metálica están conformados por perfiles tubulares, ya que dicho perfil presenta un buen comportamiento ante una gran tracción, compresión y cortante. El perfil tubular permite a los proyectistas un campo más amplio para trabajar la estética además de la funcionalidad, consiguiendo estructuras resistentes, ligeras y rentables. Las cerchas estarán apoyadas sobre las columnas, las mismas están separadas entre sí a distancias iguales de 3 m, con una pendiente del 15%, una luz de 14,25 m y una altura de 1,6 m.

El material usado para la cubierta será calamina galvanizada y policarbonato por lo que se usarán correas separadas a una distancia de 1,14 m, considerando un traslape entre hojas de 15 cm en el sentido longitudinal y 10 en el sentido transversal.

3.4.2.1. Análisis de carga

Propiedades del acero:

- Módulo de elasticidad longitudinal “E” = 210.000.000 kN/m²
- Peso específico “ γ ” = 77 kN/m³
- Límite de fluencia “Fy” = 248.000 kN/m²
- Esfuerzo último de tensión del acero estructural Fu = 407.700 kN/m²

Cargas muertas

- Peso propio total de calamina, cercha y correa. (ver anexo 2) = 0,23 kN/m²

Sobrecargas de Diseño

- 1,20 kN/m²

Carga debido al viento

- Velocidad del viento “V” = 24 m/s (ver anexo 3)
- Presión debida al viento “W” = 0,5 kN/m² (Barlovento y sotavento)
- Angulo de inclinación $\alpha = 15^\circ = 0,2618$ Radianes
- Coeficiente eólico sotavento $C_s = -0,4$ y barlovento $C_b = -0,1$.

Tabla 3.2 Sobrecarga de viento a sotavento y barlovento

Sobrecarga de viento		Descomposición de la carga	
		Horizontal	Vertical
Sotavento	P = - 0,20 kN/m ²	Px = -0,052 kN/m ²	Py = -0,19 kN/m ²
Barlovento:	P = - 0,05 kN/m ²	Px = -0,013 kN/m ²	Py = -0,048 kN/m ²

Fuente: Elaboración propia

3.4.2.2. Verificación de elemento solicitado a tracción

- Pu = 27,116 kN (obtenido de CypeCad)

- L = 1,096 m (longitud de la barra)

Propiedades de la sección en estudio: PERFIL TUBULAR "TCL 70 X 70 X 2"

Canto exterior del alma:	d =	70	mm
Canto del ala:	bw =	70	mm
Espesor del alma:	tf =	2	mm
Espesor del ala:	tw =	2	mm
Canto rigidizador:	a =	0	mm
Área de sección:	A =	5,37	cm ²
Inercia a flexión "X":	I _x =	41,09	cm ⁴
Inercia a flexión "Y":	I _y =	41,09	cm ⁴
Inercia a torsión:	I _t =	63,66	cm ⁴

Se debe satisfacer

$$Nt = \frac{Pu}{Pn} \leq 1$$

$$Pn = \phi * F_y * A = 0,9 * 248.000 \frac{kN}{m^2} * \frac{5,37 cm^2}{(100cm)^2}$$

$$Pn = 119,86 kN \geq Pu = 27,12 kN \quad \mathbf{OK}$$

3.4.2.3. Verificación de elemento solicitado a compresión

Pu = 43,861 kN (esfuerzo obtenido de CypeCad)

L = 1,6 m (longitud de la barra)

Propiedades de la sección en estudio: Perfil tubular "TCL 60 X 60 X 2"

Canto exterior del alma:	d =	60	mm
Canto del ala:	bw =	60	mm
Espesor del alma:	tf =	2	mm
Espesor del ala:	tw =	2	mm
Canto rigidizador:	a =	0	mm
Área de sección:	A =	4,57	cm ²
Inercia a flexión "X":	I _x =	25,41	cm ⁴
Inercia a flexión "Y":	I _y =	25,41	cm ⁴
Inercia a torsión:	I _t =	63,66	cm ⁴

Se debe satisfacer

$$\phi * P_n \geq P_u$$

F_n : tensión nominal de pandeo

A_e : área efectiva

F_e : tensión de pandeo

F_y : límite de fluencia

P_n : resistencia axial de un miembro

P_u : resistencia requerida

r : radio de giro

ϕ_c : 0,85 (LRFD)

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 210.000}{\left(\frac{0,65 * 160}{1,54}\right)^2} = 436,79 \frac{MN}{m^2}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{248 \frac{MN}{m^2}}{436,79 \frac{MN}{m^2}}} = 0,75$$

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1,5 \quad \rightarrow \quad F_n = (0,658^{0,75^2}) * 248 \frac{MN}{m^2}$$

$$F_n = 195,54 \frac{MN}{m^2} = 19,554 \frac{kN}{cm^2}$$

$$P_n = 4,57 cm^2 * 19,554 \frac{kN}{cm^2} = 89,36 kN$$

$$\phi * P_n \geq P_u$$

$$0,85 * 89,36 kN \geq 43,861 kN$$

$$75,96 kN \geq 43,861 kN \quad \mathbf{OK}$$

3.4.2.4. Verificación de la correa en flexión asimétrica (biapoyada)

Perfil Costanera 100 X 40 X 15 X 3

Canto exterior del alma:	d = 100	mm
Canto del ala:	bw = 40	mm
Espesor del alma:	tf = 3	mm
Espesor del ala:	tw = 3	mm
Canto rigidizador:	a = 15	mm
Área de sección:	A = 5,81	cm ²
Inercia a flexión "X":	I _x = 86,12	cm ⁴
Inercia a flexión "Y":	I _y = 12,19	cm ⁴
Inercia a torsión:	I _t = 0,17	cm ⁴
Módulo plástico "X":	Z _x = 16,7	cm ³
Módulo plástico "Y":	Z _y = 4,4	cm ³

Tabla 3.3 Cargas actuantes en la correa

CARGAS ACTUANTES	
Peso de la calamina:	0,068 kN/m ²
Peso de la correa "COSTANERA "	0,043 kN/m ²
	D = 0,111 kN/m ²
Sobrecarga de uso:	L _r = 1,20 kN/m ²
Sobre carga de viento Sotavento	P _s = -0,20 kN/m ²
Sobre carga de viento Barlovento	P _b = -0,05 kN/m ²
Angulo de inclinación cubierta:	α = 15,00 Grados
	α = 0,26 Radianes
Separación entre correas:	S = 1,14 m
Longitud de las correas:	L = 3,00 m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4 Descomposición de las cargas actuantes en la correa

DESCOMPOSICION DE CARGAS:		X kN/m ²	Y kN/m ²
Cargas muertas	D =	0,029	0,107
Cargas vivas	L _r =	0,311	1,159
Carga de viento Sotavento	W _s =	-0,052	-0,192
Carga de viento Barlovento	W _b =	-0,013	-0,048

Fuente: Elaboración propia

Se realizará la verificación para ambos casos de sotavento y barlovento

Tabla 3.5 Descomposición de las cargas críticas actuantes en la correa

Combinación de cargas	Carga crítica (kN/m ²)			
	SOTAVENTO EN:		BARLOVENTO EN:	
	"X"	"Y"	"X"	"Y"
U = 1,4 D	0,040	0,15	0,040	0,15
U = 1,2 D + 0,5 Lr	0,190	0,708	0,190	0,708
U = 1,2 D + 1,6 Lr + 0,5 W	0,506	1,887	0,525	1,959
U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 Lr	0,123	0,458	0,173	0,646
U = 1,2 D	0,035	0,129	0,035	0,129
U = 0,9 D - 0,3 W	0,041	0,154	0,030	0,111
Se asume carga crítica mayor:	0,506	1,887	0,525	1,959

Fuente: Elaboración propia

Asumimos los valores mayores $\rightarrow U_x = 0,525 \text{ kN/m}^2$; $U_y = 1,959 \text{ kN/m}^2$

Carga lineal sobre la correa $\rightarrow W_{ux} = 0,596 \text{ kN/m}$; $W_{uy} = 2,226 \text{ kN/m}$

Momento ultimo $\rightarrow M_{ux} = 0,671 \text{ kN}\cdot\text{m} = 64,94 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

$$M_{uy} = 0,626 \text{ kN}\cdot\text{m} = 106,31 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Momento nominal $\rightarrow M_{nx} = 414,16 \text{ kN}\cdot\text{cm}$ $\emptyset = 0,9$

$$M_{ny} = 109,12 \text{ kN}\cdot\text{cm} \quad \emptyset = 0,9$$

Verificando la Resistencia

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

$$0,82 \leq 1 \quad OK$$

3.4.2.5. Cálculo de soldadura

$$R_{dw} = \varphi * F_w * A_w$$

Dónde:

R_{dw} = resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal de aportación.

φ = factor de resistencia 0,75 correspondiente a la fractura por cortante.

A_w = área efectiva de la sección transversal de la soldadura

F_w = resistencia nominal del material del electrodo

El área efectiva de la soldadura será la longitud efectiva (l_w) multiplicada por la garganta efectiva (t_e), que es la sección donde ocurre el cortante máximo, la garganta de la soldadura se deberá determinar de la siguiente manera.

$$t_e = w * \text{sen}(45) = 0,707 * w$$

Valores para w (filete de pierna de soldadura)

Tabla 3.6 Tamaño mínimo de soldadura de filete

Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete (a), mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

(a) Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deberá utilizar soldaduras de paso simple

$$t_e = 0,707 * 5 = 3,535 \text{ mm}$$

La resistencia del material del electrodo F_w es de 0,60 F_{EXX} (F_{EXX} es la resistencia por clasificación del metal base, del coeficiente 0,60 es una reducción arbitraria para compensar cualquier incertidumbre en la calidad de la soldadura).

Carga actuante = 43,86 kN

$$R_{dw} = 0,75 * (0,60 * (F_{EXX})) * t_e * L_w$$

$$R_{dw} = 0,75 * (0,60 * (70)) * 0,14 * 2,76$$

$$R_{dw} = 12,17 \text{ klb} = 54,765 \text{ kN}$$

$$54,76 \text{ kN} > 43,86 \text{ kN} \quad OK$$

3.4.2.6. Diseño de la placa de anclaje

El cálculo de las dimensiones de la placa de anclaje y el diámetro del perno (ver anexo 5), tiene los siguientes resultados:

- Dimensión de la placa de anclaje: 0,15 x 0,15 x 0,01 (m)
- Longitud y diámetro del perno de anclaje: $L=6'' = 0,15 \text{ m}$; $d=3/4'' = 0,019 \text{ m}$

3.4.3. Verificación del diseño estructural de la viga

Para la comprobación, se eligió la viga N° 8 de la primera planta, ubicada entre la columna C19 y C20, por ser uno de los elementos más solicitados, la misma tiene los siguientes datos generales:

Coefficiente de minoración para el acero $\gamma_s = 1,15$

Coefficiente de minoración para el hormigón $\gamma_c = 1,50$

Coefficiente de mayoración de las acciones $\gamma_f = 1,60$

Resistencia del hormigón a compresión $f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$

Límite elástico característico del acero $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Momento mayorado de cálculo $M_d = 12.830,00 \text{ kg} * \text{m} = 125,86 \text{ kN} * \text{m}$

Canto total de la sección rectangular $(d + r) \rightarrow h = 40,00 \text{ cm} = 0,40 \text{ m}$

Ancho $b_w = 20,00 \text{ cm} = 0,20 \text{ m}$

Recubrimiento mecánico $r = 4,00 \text{ cm}$

Recubrimiento mínimo $r_{\min} = 2,00 \text{ cm}$

Altura útil $d = 36,00 \text{ cm} = 0,36 \text{ m}$

Resistencia minorada de diseño del hormigón $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$

Resistencia minorada de diseño del acero $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$

3.4.3.1. Comprobación manual de la armadura longitudinal positiva

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{\frac{125,86}{1.000}}{0,20 * 0,36^2 * 16,67} = 0,29 \quad \text{DOMINIO "3"}$$

Como: $0,29 > 0,252$, por tanto se necesita armadura a compresión.

Con $\mu_d = 0,29$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,375$ (ver tabla universal para flexión simple o compuesta en el anexo 4)

- **Determinación de la armadura (A_s) y armadura mínima ($A_{s\min}$)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,375 * 20 * 36 * \frac{16,67}{434,78} = 10,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = w_{\min} * b_w * d = 0,0028 * 20 * 36 = 2,016 \text{ cm}^2$$

Adoptamos $A_s = 10,35 \text{ cm}^2$, por tanto el número de barras a usar serán:

$$2 \emptyset 25 \text{ mm} + 1 \emptyset 12 \text{ mm} = 9,818 + 1,131 = 10,95 \text{ cm}^2 \geq 10,35 \text{ cm}^2$$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (\#_{\text{barra}} * \emptyset) - 2 * r_{\min} - 2 * \emptyset_{\text{estr}}}{\#_{\text{barra}} - 1}$$

$$s = \frac{20 - [(2 * 2,5) + 1,2] - 2 * 2 - 2 * 0,8}{3 - 1} = 4,1 \text{ cm}$$

Usar: 2 Φ 25mm + 1 Φ 12 mm, con separaciones entre barras de 4,10 cm

- **Verificación de recubrimiento mínimo**

$$r_{\min} = r - \frac{\emptyset_{\text{arm principal}}}{2} - \emptyset_{\text{estr}} = 4 - \frac{2,5}{2} - 0,8 = 1,95 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm OK}$$

También se debe cumplir que:

$$r_{\text{paramen}} \geq \emptyset_{\text{barra principal}} \rightarrow 2,75 \geq 2,50 \text{ OK}$$

- **Verificación de la separación libre entre armaduras principales**

1) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes (CBH-87 Capítulo 12.5.3. pág. 235):

- $2 \text{ cm} \leq 4,10 \text{ OK}$
- El diámetro de la barra más gruesa = $2,5 \text{ cm} \leq 4,10 \text{ OK}$
- 1,2 veces el tamaño del árido = $3,05 \text{ cm} \leq 4,10 \text{ OK}$

2) La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 2,5 cm, el cual debe ser menor que la separación libre mínima entre armaduras principales , por tanto $4,10 > 2,50 \text{ cm OK}$

3.4.3.2. Comprobación de la armadura longitudinal negativa C19

$$M_d = 785.000 \text{ Kg} * \text{cm} = 77,01 \text{ kN} * \text{m}$$

- **Determinación del momento reducido de cálculo: (μ_d)**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{\frac{77,01}{1.000}}{0,20 * 0,36^2 * 16,67} = 0,18$$

Con: $\mu_d = 0,18$ se obtiene una cuantía mecánica de $W_s = 0,2056$

- **Determinación de la armadura (A_s) y armadura mínima ($A_{s_{\min}}$)**

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2056 * 20 * 36 * \frac{16,67}{434,78} = 5,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = w_{\min} * b_w * d = 0,0028 * 20 * 36 = 2,016 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s_{\min}}$, elegimos $A_s = 5,68 \text{ cm}^2$, por tanto el número de barras a usar serán:

$$2\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 4,02 + 2,26 = 6,28 \text{ cm}^2 \geq 5,68 \text{ cm}^2$$

- **Determinación separación de las barras dentro de la pieza.**

$$s = \frac{b_w - (\#_b * \emptyset) - 2 * r_{min} - 2 * \emptyset_{estr}}{\#_b - 1} = \frac{20 - (2 * (1,6 + 1,2)) - 2 * 2 - 2 * 0,8}{4 - 1}$$

$$s = 2,93 \text{ cm}$$

Usar: 2 Φ 16 mm y 2 Φ 12 mm , con separaciones entre barras de 2,9 cm

- **Verificación de recubrimiento mínimo**

$$r_{min} = r - \frac{\emptyset_{arm \text{ principa}}}{2} - \emptyset_{estr} = 4 - \frac{1,6}{2} - 0,8 = 2,4 \geq 2 \text{ OK}$$

También se debe cumplir que:

$$r_{paramen} \geq \emptyset_{barra \text{ principal}} \rightarrow 3,20 \geq 1,60 \text{ OK}$$

- **Verificación de la separación libre entre armaduras principales**

1) La distancia horizontal libre entre dos barras consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que los valores siguientes.

- $2 \text{ cm} \leq 2,9 \text{ OK}$
- El diámetro de la barra más gruesa = $2,5 \text{ cm} \leq 2,9 \text{ OK}$
- 1,2 veces el tamaño del árido = $3,05 \text{ cm} \approx 2,9 \text{ OK}$

2) La compactación del elemento se lo realizará con vibrador de diámetro igual a 2,5 cm, el cual debe ser menor que la separación libre mínima entre armaduras principales , por tanto $2,9 > 2,50 \text{ cm OK}$

3.4.3.3. Cálculo de la armadura transversal

Se verificará las armaduras para los esfuerzos cortantes de ambos extremos y para el tramo central, de los cuales se hará la verificación paso a paso solo de la armadura cortante izquierda, ya que el procedimiento es el mismo, mostrando así solo el resultado de los dos tramos restantes.

- **Armadura cortante izquierda (C19)**

$$V_d = 14,330 \text{ kg} = 140,58 \text{ kN}$$

Verificación del cortante: $V_{u1} \geq V_d$

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d = 0,30 * 16.666,67 * 0,20 * 0,36 = 360,02 \text{ kN} > V_d$$

Verificación del cortante $V_{u2} \geq V_d$

$$V_{u2} = f_{cv} * b_w * d \quad ; \quad f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$V_{u2} = \left(0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \right) * b_w * d = \left(0,131 * \sqrt[3]{25^2} \right) * 0,20 * 0,36 = 0,0806 \text{ MN}$$

$$V_{u2} = 80,64 \text{ kN} > V_d = 140,58 \quad \text{No cumple}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{cu} = V_d - V_{u2} = 140,58 - 80,64 = 59,94 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{V_{cu} * t}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{59,94 \text{ kN} * 1 \text{ m}}{0,90 * 0,36 \text{ m} * 434.782,61 \text{ kN/m}^2} = 0,000426 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 4,26 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima

$$A_{st \text{ min}} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02 * 20 \text{ cm} * 100 \text{ cm} * \frac{16,67 \text{ MPa}}{434,78 \text{ MPa}} = 1,53 \text{ cm}^2$$

La armadura transversal para una pierna será: $A_{t1} = 2,13 \text{ cm}^2/\text{m}$

Diámetro del estribo será: $\Phi_{\text{Estribo}} = 8 \text{ mm} \geq \frac{1}{4} * \Phi_{\text{arm long}} = \frac{1}{4} * 25 = 6,25 \text{ mm OK}$

Para un $\Phi 8 \text{ mm} \rightarrow$ Se tiene un área $A = 0,503 \text{ cm}^2$

$$\text{N}^\circ \text{barras} = \frac{A_{st1 \text{ pierna}}}{A_{\Phi 8 \text{ mm}}} = \frac{2,13}{0,503} = 4,23 \approx 5 \text{ barras}$$

$$\text{distribución de barras} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Estriado $\emptyset 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

- **Armadura cortante derecha (C20)**

$$Vd = 7.910 \text{ kg} = 77,60 \text{ kN}$$

Estribado $\varnothing 8\text{mm}$ c/30 cm

- **Armadura cortante tramo central**

$$Vd = 12.890 \text{ kg} = 126,45 \text{ kN}$$

Estribado $\varnothing 8\text{mm}$ c/25 cm

Disposiciones relativas a las armaduras transversales

La separación entre estribos deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad ; \quad \begin{array}{l} s \leq 0,85 * d \\ s \leq 30,6 \text{ cm} \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} s \leq 3 * b \\ s \leq 60 \text{ cm} \end{array}$$

Si existe armadura de compresión, los estribos cumplirán las siguientes prescripciones del artículo 8.1.7. de la norma CBH 87.

$$\begin{array}{l} s \leq 12 * \varnothing_{min} \\ s \leq 14,4 \text{ cm} \end{array} \quad ; \quad \begin{array}{l} \varnothing_{estribo} = \frac{1}{4} * \varnothing_{max} \\ \varnothing_{estribo} = 4 \text{ mm} \end{array}$$

Por lo tanto se asumirá los estribos de $\varnothing 8\text{mm}$ c/15cm en toda la viga.

Tabla 3.7 Comparación de la armadura en función del área requerida en la viga.

	M. positivo	M. negativo	V. cortante
CYPECAD 2017	10,30 cm ²	6,30 cm ²	19,00 cm ²
VERIF. MANUAL	10,95 cm ²	6,30 cm ²	19,00 cm ²
% VARIACIÓN	6,25 %	0 %	0 %

Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Verificación manual del diseño estructural de la columna

Datos de la columna a verificar:

Esfuerzo normal de cálculo

$$Nd = 39.710 \text{ kg} = 389,56 \text{ kN}$$

Momento de cálculo en dirección X superior

$$Mdx = 3.310 \text{ kg} * \text{m} = 32,47 \text{ kN} * \text{m}$$

Momento de cálculo en dirección Y superior	$M_{dy} = 690 \text{ kg} \cdot \text{m} = 6,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Momento de cálculo en dirección X inferior	$M_{dx} = 470 \text{ kg} \cdot \text{m} = 4,61 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Momento de cálculo en dirección Y inferior	$M_{dy} = 220 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2,16 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Resistencia característica reducida de H ^o A ^o	$f_{cd} = 16.670 \text{ kN/m}^2$
Resistencia característica reducida de acero	$f_{yd} = 400.000 \text{ kN/m}^2$
Recubrimiento mecánico	$r = 4,00 \text{ cm}$
Recubrimiento mínimo	$r_{\min} = 2,00 \text{ cm}$

3.4.4.1. Pandeo y Esbeltez de la columna

- **Determinación del coeficiente de pandeo.**

Los coeficientes de pandeo (ver detalle en el anexo 6) son los siguientes:

$$\alpha_x = 0,80 \quad ; \quad \alpha_y = 0,64$$

$$L_{ax} = L_{c1} \cdot \alpha = 3,80 \cdot 0,80 = 3,04 \text{ m} \quad ; \quad L_{ay} = L_{c1} \cdot \alpha = 3,80 \cdot 0,64 = 2,43 \text{ m}$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_{ax}}{i} = \frac{l_{ax}}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{3,04}{\sqrt{\frac{0,0003255}{0,0625}}} = 42,12$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ay}}{i} = \frac{l_{ay}}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{2,43}{\sqrt{\frac{0,0003255}{0,0625}}} = 33,70$$

Como: $\lambda_x = 42,12$ y $\lambda_y = 33,7$, se trata de una columna intermedia.

3.4.4.2. Excentricidad

La excentricidad total es resultado del cálculo de la excentricidad de primer orden, accidental y ficticia (anexo 6), cuyos valores son los siguientes:

$$e_{(x) \max} = 12,90 \text{ cm} \quad ; \quad e_{(y) \max} = 8,36 \text{ cm}$$

3.4.4.3. Determinación de armadura longitudinal

Diseño a flexión esviada

$$U_c = f_{cd} * b * h = 16.670 * 0,25 * 0,25 = 1041,88 \text{ kN}$$

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{389,56}{1041,88} = 0,37$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{U_c * h} \quad ; \quad \mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{U_c * h}$$

$$\mu_x = \frac{389,56 * 12,90}{1041,88 * 25} = 0,19 = \mu_1 \quad ; \quad \mu_y = \frac{389,56 * 8,36}{1041,87 * 25} = 0,12 = \mu_2$$

Entonces, usando el diagrama de roseta para flexión esviada de GRASSER (ver anexo 6), nos da una cuantía mecánica de $\omega = 0,46$

Determinación de la armadura total (A_s):

$$A_{s \text{ total}} = \frac{\omega * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,46 * 25 * 25 * 16,67}{400} = 11,98 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$0,1 * N_d \leq A_{s \text{ min}} * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad A_{s \text{ min}} = \frac{0,1 * N_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,1 * 389,56}{400 * 1000} = 0,0001 \text{ m}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

El área de acero a utilizar es de $11,98 \text{ cm}^2$:

$$\emptyset 16 = 2,011 \rightarrow 6 \text{ barras} = 12,06 \text{ cm}^2 \geq 11,98 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se utilizará 4 \emptyset 16 + 2 \emptyset 16

3.4.4.4. Cálculo de la armadura transversal

$$\varnothing_{\text{estribo}} \begin{cases} \frac{1}{4} * \varnothing_{\text{arm. long. mas gruesa}} = 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \text{Adoptamos } \varnothing = 6 \text{ mm}$$

La separación de los estribos puede ser según las siguientes opciones:

- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $12 * \varnothing_{\text{arm. long. más delgada}} = 12 * 1,6 = 19,20 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}$

Adoptamos una separación de $\rightarrow s = 19 \text{ cm}$

$$\#_{\text{estribos}} = \frac{L_{\text{colum.}}}{s} + 1 = \frac{380}{19} + 1 = 21 \text{ estribos}$$

Finalmente tenemos: **21 x 1e Φ 6mm c/19 cm**

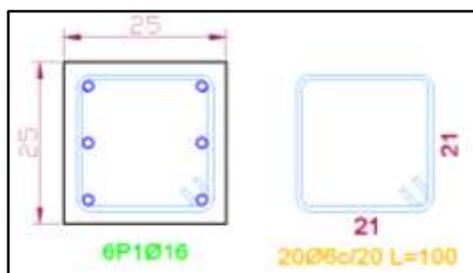


Figura 3.3 Vista en planta de estribo y armadura longitudinal

Fuente: Elaboración propia

Resumen de cuantías en la columna

En resumen, la columna “C 19” presenta las siguientes cuantías.

Tabla 3.8 Disposición de la armadura en la columna.

Tramo	Armadura longitudinal total
Forjado N°3 – Forjado N°2	4 \varnothing 16 + 2 \varnothing 16
Forjado N°2 – Forjado N°1	4 \varnothing 16 + 2 \varnothing 16
Forjado N°1 – Cimentación	4 \varnothing 16 + 2 \varnothing 16

Fuente: Elaboración propia

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la columna, son similares a los del programa CYPECAD, el mismo que dió como resultado lo siguiente:

Tabla 3.9 Comparación del área requerida en la columna.

	A. longitudinal	Estribos
CYPECAD 2017	12,1 cm ²	5,65 cm ²
Verificación manual	12,1 cm ²	5,94 cm ²
% Variación	0 %	5,13 %

Fuente: Elaboración propia

3.4.5. Losa de entrepiso

3.4.5.1. Diseño de la losa alivianada

La verificación se realizará en aquella losa correspondiente a las columnas: 9, 10, 14 y 15. Dado que en toda la estructura se manifiesta este tipo de losa, la cual está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de Plastoform.
- Losa superior de hormigón.

- **Hormigón**

$$f'_{cp} = 40 \text{ MN/m}^2 = 40.000 \text{ kN/m}^2 \text{ Hormigón pretensado.}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MN/m}^2 = 25.000 \text{ kN/m}^2 \text{ Hormigón armado.}$$

- **Acero**

La tensión de rotura última del acero pretensado (Según la guía de productos: CONCRETEC, ver anexo 7), es $\rightarrow f_{p_{\max k}} = 1.800 \text{ MPa} = 1.800.000 \text{ kN/m}^2$

Límite elástico característico del acero $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2 = 500.000 \text{ kN/m}^2$

- **Luz de cálculo**

Distancia entre ejes = 5,85 m

Distancia de apoyo en ambos lados = $0,05 * 2 = 0,10 \text{ m}$ (apoyo mínimo de 5 cm)

Adoptamos una luz de cálculo para las viguetas pretensadas de $L = 6 \text{ m}$.

- **Acciones de cargas considerada sobre la losa alivianada.**

$$P_{\text{Carga por entepiso}} = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$PP_{\text{Peso propio de la losa}} = 250 \text{ kg/cm}^2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$SC_{\text{Sobrecarga viva}} = 200 \text{ kg/cm}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$$

Propiedades geométricas de los materiales:

- **Dimensiones del plastofom h**

15x43x100 cm (Según la guía de productos: CONCRETEC). (Ver anexo 7)

Separación entre viguetas: $c = 0,50 \text{ m}$

3.4.5.2. Verificación de la vigueta pretensada

Esta verificación se la realizará empleando la normativa ACI 318-2005 (American Concrete Institute) empleando el método ASD (Allowable Stress Design - Método de los esfuerzos admisibles), dado que la normativa CBH-87 no contempla elementos de hormigón pretensado.

Propiedades de los materiales:

Resistencia característica del hormigón a compresión $f_c = 40 \text{ MPa} = 407,75 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia del hormigón a compresión en el momento del presforzado. (a los 7 días de edad el hormigón tendrá una resistencia del 80% de la prevista a los 28 días).

$$f'_{ci} = 0,80 * 40 = 32 \text{ MPa} = 326,20 \text{ kg/cm}^2 = 32.000 \text{ kN/cm}^2$$

Resistencia característica a tracción del acero de presfuerzo “ $f_{pu} = 18.000 \text{ kN/m}$ ”

Se debe hacer la verificación para 2 estadios de diseño, los cuales son los siguientes:

1) Estadio 2 (Tiempo cero $t=0$)

- **Propiedades geométricas de la viga:**

En el anexo 7 podemos observar las dimensiones de la viga pretensada, las cuales nos da las siguientes características:

$$A_c = 79,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la sección transversal de la viga.}$$

$$C_{10} = 7,104 \text{ cm} \quad \text{Brazo mecánico superior.}$$

$$C_{20} = 4,896 \text{ cm} \quad \text{Brazo mecánico inferior.}$$

$$I_{xc} = 1115,456 \text{ cm}^4 \quad \text{Momento de inercia con respecto del eje x.}$$

- **Esfuerzos admisibles:**

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero

$$f_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0,8 * \sqrt{326,20} = 14,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.417,54 \text{ kN/m}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero

$$f_{ci} = -0,6 * f'_{ci} = -0,6 * 326,2 = -195,72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = -19.200 \text{ kN/m}^2$$

- **El momento M_0 provocado por el peso propio de la viga:**

$$\gamma_{H^oA^o} = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{viga} = 79,50 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^oA^o} * A_{viga} = 1,99 \text{ kN/cm}$$

$$l = 6 \text{ m}$$

$$M_0 = q * \frac{l^2}{8} = 90,93 \text{ kN} * \text{cm} = 9.272,3 \text{ kg} * \text{cm}$$

El esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión es:

$$f_{ps} = 0,75 * f_{p_{maxk}} = 0,75 * 1.800 = 1.350 \text{ MPa} = 13.766,17 \text{ kg/cm}^2$$

Se verificará la fuerza de pretensado inicial.

$$P_o = f_{ps} * A_{ps}$$

$$A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} = 0,126 \text{ cm}^2$$

$N_{\phi 4 \text{ mm}} = 4$ Numero de cables a usar de $\phi 5 \text{ mm}$

$$A_{ps} = A_{ps (\phi 4 \text{ mm})} * n_{\phi 4 \text{ mm}} = 0,7852 \text{ cm}^2$$

La fuerza de pretensado inicial en centro luz, con un 10% de pérdidas instantáneas, es:

$$P_o = f_{ps} * A_{ps} * 0,9 = 13.766,17 * 0,7852 * 0,9 = 9.728,28 \text{ kg} = 95,43 \text{ kN}$$

La fuerza de pretensado final en centro luz, asumiendo un 20% de pérdidas diferidas adicionales a las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} * A_{ps} * 0,8 = 13.766,17 * 0,7852 * 0,8 = 8.647,36 \text{ kg} = 84,83 \text{ kN}$$

- **Verificación de esfuerzos**

Para la fibra traccionada:

$$-\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$-\frac{9.272,3 * 7,10}{1115,46} + \frac{9.728,28 * 2,02 * 7,10}{1115,46} - \frac{9.728,28}{79,50} \leq f_{ti}$$

$$-56,31 \leq 14,45 \text{ OK}$$

Para la fibra comprimida:

$$\frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$$\frac{9.272,3 * 4,90}{1115,46} - \frac{9.728,28 * 2,02 * 4,9}{1115,46} - \frac{9.728,28}{79,50} \geq f_{ci}$$

$$-167,96 \geq -195,72 \quad OK$$

2) Estadio 4 (Tiempo infinito t=8)

Para homogeneizar la sección, se emplea la relación entre los módulos de deformación longitudinal correspondiente a cada tipo de hormigón.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{19000 * \sqrt{f_{ck}}}{19000 * \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{25}{40}} = 0,7906$$

- **Propiedades geométricas de la sección homogeneizada:**

$A_c = 369,08 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta homogeneizada.
$C_1 = 6,52 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior.
$C_2 = 13,48 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior.
$I_{xc} = 9545,032 \text{ cm}^4$	Momento de inercia con respecto del eje x.
$h_f = 8,00 \text{ cm}$	Altura de la carpeta de compresión.
$\beta = 0,85$	Factor de pérdidas a largo plazo.
$f'_c = 40 \text{ MPa}$	Resistencia característica de compresión a los 28 días.
$e_\infty = 10,605 \text{ cm}$	Excentricidad desde el eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

- **Esfuerzos admisibles:**

Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito.

$$f_{tf} = 1,6 * \sqrt{f'_c} = 1,6 * \sqrt{407,75} = 32,31 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito.

$$f_{cf} = -0,45 * f'_c = -0,45 * 407,75 = -183,49 \text{ kg/cm}^2$$

- **Momentos actuantes:**

Momento de peso propio

$$q_o = \gamma_c * A = 2500 * 0,037 = 92,5 \text{ kg/m}$$

$$M_o = \frac{qo * L^2}{8} = \frac{92,5 * 6^2}{8} = 416,25 \text{ kg} * \text{m} = 41.625 \text{ kg} * \text{cm}$$

Momento debido a la carga muerta no estructural

$$qd = 130 * 0,50 = 65 \text{ kg/m}$$

$$M_d = \frac{qd * L^2}{8} = \frac{65 * 6^2}{8} = 292,5 \text{ kg} * \text{m} = 29.250 \text{ kg} * \text{cm}$$

Momento debido a la carga viva.

$$ql = 200 * 0,50 = 100 \text{ kg/m}$$

$$M_l = \frac{ql * L^2}{8} = \frac{100 * 6^2}{8} = 450 \text{ kg} * \text{m} = 45.000 \text{ kg} * \text{cm}$$

Momento total.

$$M_t = M_o + M_d + M_l = 115.875 \text{ kg} * \text{cm}$$

- **Verificación de esfuerzos**

Para la fibra comprimida:

$$-\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{P_f * e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \geq f_{cf}$$

$$-\frac{115.875 * 6,52}{9545,032} + \frac{8.647,36 * 10,605 * 6,52}{9545,032} - \frac{8.647,36}{369,08} \geq f_{cf}$$

$$-55,31 \geq -183,49 \quad \text{OK (para la seccion homogeneizada)}$$

Para la fibra traccionada:

$$\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f * e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{P_f}{A_\infty} \leq f_{tf}$$

$$\frac{115.875 * 13,48}{9545,032} - \frac{8.647,36 * 10,605 * 13,48}{9545,032} - \frac{8.647,36}{369,08} \leq f_{tf}$$

$$10,70 \leq 32,31 \quad \text{OK (para la sección homogeneizada)}$$

3.4.6. Diseño de la zapata aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C19, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación.

$N = 243,46 \text{ kN}$	Carga axial
$M_x = 4,61 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento en dirección X
$M_y = 2,16 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Momento en dirección Y
$V_x = 7,06 \text{ kN}$	Cortante en dirección X
$V_y = 2,75 \text{ kN}$	Cortante en dirección Y
$F_{ck} = 16,67 \text{ MPa}$	Resistencia característica reducida del Hormigón
$F_{yk} = 434,78 \text{ MPa}$	Resistencia característica reducida del acero
$a_o = 0,25 \text{ m}$	Dimensión de la base de la columna en X
$b_o = 0,25 \text{ m}$	Dimensión de la base de la columna en Y
$\gamma = 2.500 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del H°A°
$d_1 = 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior de armadura
$\mu_{lim} = 0,319$	Momento reducido mínimo para acero AH 500
$w_{s \text{ min}} = 0,0015$	Cuantía geométrica mínima de losa AH 500
$\sigma_{max} = 3 \text{ kg/cm}^2$	Capacidad portante del suelo de fundación
$\sigma_{max} = 294,3 \text{ kN/m}^2$	

3.4.6.1. Dimensionamiento en planta:

$$\frac{N + P}{a * b} = \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{N * (1 + B)}{a * b} = \frac{243,46 * (1 + 0,10)}{A}$$

$$A = \frac{243,46 * (1 + 0,10)}{294,3} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{0,91} = 0,95 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidades:

$$ex = \frac{M_x}{N} = \frac{4,61 \text{ kN} * \text{m}}{243,46 \text{ kN}} = 0,019 \text{ m} = 1,90 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{2,16 \text{ kN} \cdot \text{m}}{243,46 \text{ kN}} = 0,01 \text{ m} = 1,00 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión máxima:

Asumimos: $a = b = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$

Se analizará como zapata rectangular biexcéntrica.

Calculadas las excentricidades, vemos que:

$$e < \frac{a}{6} \quad ; \quad 3,51 < \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

Se analiza como zapata con carga centrada afectada por un factor de corrección por pequeña excentricidad.

$$\sigma = \frac{P + N}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

Entonces para definir las dimensiones de la zapata, se debe verificar:

$$\sigma = \frac{N + P}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} \leq 3 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación tipo de zapata:

$$h \geq \frac{a_2 - a_1}{4} = \frac{100 - 35}{4} = 16,25 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Donde:

a_2 = Lado de la base mayor de la zapata

a_1 = Lado de la base menor de la zapata (tronco superior).

h = Canto total de la zapata

Con un recubrimiento de 5 cm la altura de la zapata será $h = 20 + 5 \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$

Asumiremos $\rightarrow h = 30 \text{ cm}$

Se determina que es una zapata rígida:

$$V \leq 2 * h \left\{ \begin{array}{l} V = \frac{a_2 - a_1}{2} = \frac{100 - 35}{2} = 32,5 \text{ cm} \\ 2 * h = 2 * 30 = 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$H = 30 \text{ cm} = 0,30 \text{ m}$$

$$Vol = 0,249 \text{ m}^3 \text{ (Vol. zapata tronco piramidal)}$$

$$h_1 = 20 \text{ cm} = 0,20 \text{ m}$$

$$P_p = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ} = 0,249 * 2.500$$

$$h_2 = 10 \text{ cm} = 0,10 \text{ m}$$

$$p_p = 622,7 \text{ kg} = 6,11 \text{ kN}$$

$$a_1 = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

$$a_2 = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos con los momentos y la normal corregida:

$$\sigma_{\max} = \frac{N + P}{a * b} \pm \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} \pm \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = \frac{243,46 + 6,11}{1,00 * 1,00} + \frac{6 * 4,61}{1,00 * 1,00^2} + \frac{6 * 2,16}{1,00^2 * 1,00}$$

$$\sigma_{\max} = 290,19 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 294,3 \text{ kN/m}^2 \text{ OK}$$

Verificación al vuelco:

$$\gamma_x = \frac{N''}{M_x^*} * \frac{a}{2} = \frac{249,57}{4,61} * \frac{1,00}{2} \Rightarrow \gamma_x = 27,07 > 1,5 \text{ OK}$$

$$\gamma_y = \frac{N''}{M_y^*} * \frac{b}{2} = \frac{249,57}{2,16} * \frac{1,00}{2} \Rightarrow \gamma_y = 57,77 > 1,5 \text{ OK}$$

Verificación al deslizamiento:

$\delta = 30^\circ$ Angulo de rozamiento interno de suelos sin cohesión

φ = Angulo de rozamiento de diseño

P_p = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 20^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{(N + P_p) * \tan \varphi}{V_x} = \frac{(249,57) * \tan(20^\circ)}{7,06} = 12,87 > 1,5 \text{ satisfactorio}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP.) * \tan\varphi}{V_y} = \frac{(249,57) * \tan(20^\circ)}{2,75} = 33,03 > 1,5 \text{ satisfactorio}$$

3.4.6.2. Determinación de Armaduras

Cálculo de esfuerzos en las esquinas de la zapata.

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 208,96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 234,86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} - \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 264,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x^*}{a * b^2} + \frac{6 * M_y^*}{a^2 * b} = 290,19 \text{ kN/m}^2$$

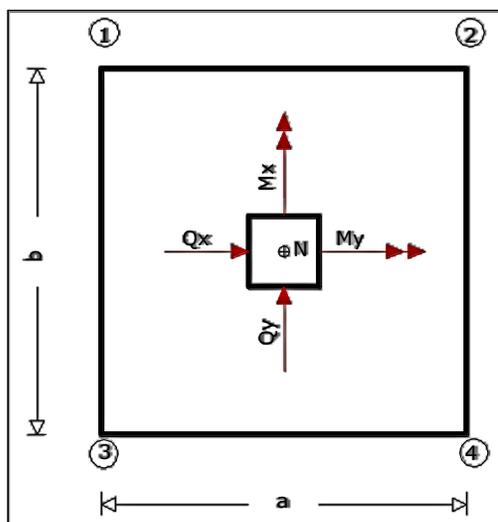


Figura 3.4 Puntos críticos de la zapata para el cálculo de esfuerzos máximos.

Fuente: Elaboración propia

Determinación de la armadura a flexión:

$$\text{Dirección X} \rightarrow l_b = \frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 = \frac{1,00 - 0,25}{2} + 0,15 * 0,25 = 0,4125 \text{ m}$$

$$\text{Dirección Y} \rightarrow l_a = \frac{b - b_0}{2} + 0,15 * b_0 = \frac{1,00 - 0,25}{2} + 0,15 * 0,25 = 0,4125 \text{ m}$$

Cálculo de momentos:

$$\frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = \frac{Y'}{a - l_b}$$

$$Y' = (a - l_b) * \frac{\sigma_4 - \sigma_3}{a} = (1,00 - 0,4125) * \frac{290,19 - 264,29}{1,00} = 15,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_a = Y' + \sigma_3 = 15,22 + 264,29 = 279,51 \text{ kN/m}^2$$

$$Y = (b - l_a) * \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{b} = (1,00 - 0,4125) * \frac{290,19 - 234,86}{1,00} = 32,51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_b = Y + \sigma_2 = 32,51 + 234,86 = 267,37 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_a = \frac{\sigma_a * l_b^2}{2} + \frac{(\sigma_4 - \sigma_a) * l_b}{2} * \left(\frac{2}{3} * l_b\right)$$

$$M_a = 24,39 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{da} = 1,6 * b * M_a = 1,6 * 1,00 * 24,39 = 39,02 \text{ kN} * \text{m}$$

Determinación de μ_d de cálculo del ancho menor de la zapata:

$$\mu_d = \frac{M_{da}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{39,02}{1,00 * 0,25^2 * 16,67 * 1000} \Rightarrow \mu_d = 0,040$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0,04$ tenemos por tablas que ($\omega_s = 0,0415$)

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0415 * 100 * 25 * 16,67}{434,78} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d = 0,0018 * 100 * 25 = 4,50 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor de las áreas, por lo que la armadura será $A_s = 4,50 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{4,50}{1,13} = 4 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{100 - 4 * 1,2 - 2 * 5}{4 - 1} = 23,5 = 28 \text{ cm}$$

4Ø12 c/28 cm (por simetría, para ambos ejes)

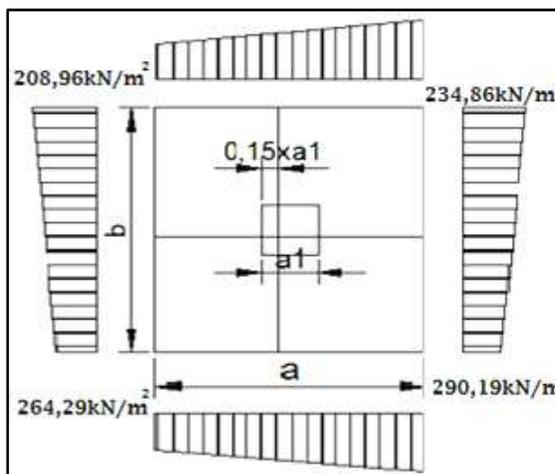
Verificación a la adherencia

Figura 3.5 Tensiones Actuantes en la Zapata “P 19”

Fuente: Elaboración propia

Lado Y

$$L = \frac{b - b1}{2} + 0,15 * b1 = 0,3775$$

$$\sigma_y = \sigma_4 - \frac{L}{a} * (\sigma_4 - \sigma_3)$$

$$\sigma_x = 290,19 - \frac{0,3775}{1} * (290,19 - 234,86)$$

$$\sigma_x = 269,30 \frac{kN}{m^2}$$

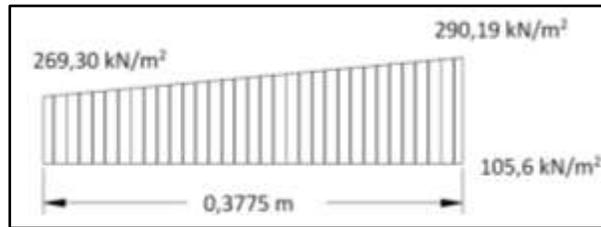


Figura 3.6 Esquema y respuesta estructural en la zapata "P 19"

Fuente: Elaboración propia

$$V_d = \gamma_f * V * b = 1,6 * 105,6 * 1 = 168,97 \text{ kN}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 * d * n * \pi * \emptyset} < Tbd = k * \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 0,44$ para zapatas rígidas

$$Tbd = 0,44 * \sqrt[3]{16,67^2} = 2,87 \text{ MPa} = 2.870 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_b = \frac{168,97}{0,9 * 0,25 * 4 * \pi * 0,0120} = 4.980 \text{ kN/m}^2$$

$$4.980 \frac{kN}{m^2} < 2.870 \frac{kN}{m^2} \text{ no cumple.}$$

Para cumplir con la verificación de la adherencia asumo 7 barras de $\emptyset 12$ mm.

$$\frac{168,97}{0,9 * 0,25 * 7 * \pi * 0,012cm} \leq 2870 \frac{kg}{cm^2}$$

$$2845,76 \frac{kN}{m^2} \leq 2870 \frac{kN}{m^2} \text{ OK}$$

Espaciamiento entre barras:

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{100 - 7 * 1,2 - 2 * 5}{7 - 1} = 13,6 \Rightarrow s = 13 \text{ cm}$$

7Ø12 c/13cm

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada del programa CYPECAD, dió como resultado lo siguiente:

Tabla 3.10 Comparación de área requerida en la zapata de la columna 19.

	Área de armadura	VARIACION
POR CYPECAD	7.92 cm ²	0 %
MANUAL	7.92 cm ²	

Fuente: Elaboración propia

3.4.7. Diseño manual de la escalera de hormigón armado

Para la obtención de los momentos de diseño en agotamiento y en servicio, realizamos un análisis de carga, y el correspondiente cálculo de momentos. (Ver anexo 8)

3.4.7.1. Determinación de Armadura longitudinal positiva

$M_d = 101,01 \text{ kN/m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{\min} = 0,0018$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,36 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,12 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,025 \text{ m}$	Recubrimiento mínimo de armadura.
$d = 0,081 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{t^2 * b_w * f_{cd}} = \frac{101,01}{0,12^2 * 1,36 * 16.666,67} = 0,309$$

$$\mu_d = 0,309 < \mu_{lim} = 0,332 \text{ (no necesita armadura de compresión)}$$

Con $\mu_d = 0,309$ (tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta) se obtiene $\omega_s = 0,411$, por lo cual la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,411 * 136 * 8,1 * 16,67}{434,78} = 17,36 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * d = 0,0018 * 136 * 8,1 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será $A_s = 17,36 \text{ cm}^2$.

Consideramos un diámetro de $\emptyset = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 12} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 12}} = \frac{17,36}{1,13} = 15,36 \approx 16 \text{ barras}$$

$$A_{s \text{ total}} = 16 * 1,13 = 18,08 \text{ cm}^2 > 17,36 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Separación entre barras:

$$e = \frac{b_w - (2 * r) - (Nb - 1) * \phi}{Nb - 1} = \frac{136 - (2 * 2,5) - (16 - 1) * 1,2}{16 - 1}$$

$$e = 7,5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usarán: 16 \emptyset 12 mm c/7,5 cm

3.4.7.2. Determinación de Armadura longitudinal Negativa

$M_k = 15,73 \text{ kN} * \text{m}$ Momento característico de diseño, en servicio.

$\omega_{\text{min}} = 0,0018$ Cuantía mínima para losas.

$b_w = a = 1,36 \text{ m}$ Ancho de rampa.

$t = 0,12$ m	Espesor de losa perpendicularmente.
$r = 0,025$ m	Recubrimiento mínimo.
$d = 0,081$ m	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_k}{d^2 * b_w * f_{cd}} = \frac{15,73}{0,081^2 * 1,36 * 16.666,67} = 0,106$$

Como: $\mu_d = 0,106 < \mu_{lim} = 0,332$ (No necesita armadura de compresión).

Con $\mu_d = 0,106$ se obtiene $\omega_s = 0,1189$ (tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta), la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1189 * 136 * 8,1 * 169,986}{4.350} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * d = 0,0018 * 136 * 8,1 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$, entonces el área de cálculo será: $A_s = 5,02 \text{ cm}^2$

Se considerará un diámetro de $\phi = 10$ mm con un área de $A_{s \phi 10} = 0,78 \text{ cm}^2$.

$$\text{N}^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = \frac{5,02}{0,78} + 1 = 6,43 \approx 7 \text{ barras}$$

Con un área total de: $A_s = 7 * 0,78 \text{ cm}^2 = 5,46 \text{ cm}^2$

$$5,46 \text{ cm}^2 > 5,02 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Separación entre barras:

$$e = \frac{b_w - (2 * r) - (N_b - 1) * \phi}{N_b - 1} = \frac{136 - (2 * 2,5) - (7 - 1) * 1}{7 - 1} = 20,8 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizará: 7 ϕ 10 mm c/20

3.4.7.3. Determinación de Armadura de reparto

Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal positiva.

$$A_s = 0,20 * A_s = 0,20 * 17,36 = 3,47 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_s \phi_8} = \frac{3,47}{0,503} = 7 \text{ barras}$$

$$A_s = 7 * 0,503 \text{ cm}^2 = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$3,52 \text{ cm}^2 > 3,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Separación entre barras:

$$e = \frac{bw - (Nb - 1) * \phi - 2 * r}{Nb - 1} = \frac{136 - (2 * 2,5) - (7 - 1) * 0,8}{7 - 1}$$

$$e = 21 \text{ cm}$$

Por lo tanto se utilizara: 7 ϕ 8 mm c/21

Para el tramo de la rampa

$$e = \frac{\text{Longitud real}}{\# \text{ de barras}} = 18 \text{ cm}$$

$$\# \text{ de barras} = \frac{362}{21} = 17,23 \approx 18 \text{ barras, para los 2 tramos: 36 barras}$$

Por lo tanto se utilizará: 18 ϕ 8 mm c/21cm por tramo

Tabla 3.11 Comparación de área requerida para una escalera.

	Área solicitada	VARIACION
Paquete estructural CYPECAD 2017	76,10 cm ²	20 %
MANUAL	50,22 cm ²	

Fuente: Elaboración propia

3.4.8. Juntas de Dilatación

Datos:

$\alpha = 1,1 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado

$L_1 = 21,26 \text{ m}$ y $L_2 = 18,11 \text{ m}$

$T_{\text{máx}} = 33,4 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_{\text{mín}} = 8,5 \text{ }^\circ\text{C}$

$K_j = 1,4$ para edificios con calefacción y aire acondicionado.

$$\Delta T = (T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}) = (33,4 - 8,5) = 24,9 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta L_1 = \frac{1,1 * 10^{-5}}{^\circ\text{C}} * 24,9 \text{ }^\circ\text{C} * 21,26 \text{ cm} = 0,58 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = \frac{1,1 * 10^{-5}}{^\circ\text{C}} * 24,9 \text{ }^\circ\text{C} * 18,11 \text{ cm} = 0,50 \text{ cm}$$

$$l_j = 1,4 * \Delta L_1 = 0,81 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se adoptará 3 cm para la junta de la estructura. (Ubicación de la junta de dilatación en el anexo 9).

3.4.9. Elementos complementarios para la estructura

3.4.9.1. Diseño de la losa del tanque de agua

Se contempló el diseño de la losa para un tanque de plástico de 900 Litros, con las especificaciones que se indican en el anexo 10. Se estimó un peso total del tanque completamente lleno, como indica su especificación

$Q_t = 10 \text{ kN}$ Peso del tanque más el líquido a su máxima capacidad

$M_d = 15,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Momento para diseño

$L = 3,06 \text{ m}$ Lado de la losa

$h = 0,15 \text{ m}$ Canto de la losa

$d = 0,12 \text{ m}$ Canto útil

Cálculo de la armadura

$$\mu_d = \frac{M_{db}}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{15,55}{3,06 * 0,12^2 * 16.666,67} = 0,021$$

Determinación de la cuantía mecánica de la armadura (ω_s).

Con $\mu_d = 0,03$ (valor mínimo) tenemos por tablas que ($\omega_s = 0,0310$)

$$\mu_d < \mu_{ult}$$

$$A_s = \frac{\omega_s * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} = 4,36 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura mínima ($A_{s \text{ min}}$):

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b * d = 6,60 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será: **$A_{s \text{ min}} = 6,60 \text{ cm}^2$**

Usaremos un diámetro de 8 mm

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{\phi 6 \text{ mm}}} = \frac{6,60}{0,50} = 13,2 \approx 14 \text{ barras}$$

$$e_{sp} = 306/14 = 22 \text{ cm}$$

Se usara 14 barras de $\phi 8 \text{ mm } C / 22 \text{ cm}$ como armado superior. Para la armadura transversal se usaran 7 barras de $\phi 8 \text{ mm } C / 22 \text{ cm}$ en total se usaran 21 barras de $\phi 6 \text{ mm } C / 22 \text{ cm}$

Tabla 3.12 Comparación de área requerida para la losa del tanque de agua.

Losa de sustentación del tanque	Área solicitada	VARIACION
Manual	10,56 cm ²	4.00%
CYPECAD 2017	11 cm ²	

Fuente: Elaboración propia

3.5. Estrategia ejecutada para el proyecto

3.5.1. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase Anexo 11.

3.5.2. Cómputos métricos de la obra

Los cómputos métricos de la obra gruesa, se puede ver de manera general en el Anexo 12.

3.5.3. Precios unitarios

Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el Anexo 13.

3.5.4. Presupuesto general de la estructura de la obra

En función a los precios unitarios correspondientes a cada ítem de la obra gruesa, se cuantifico un presupuesto total de **Bs. 1.757.008,67 (Un Millón Setecientos Cincuenta y Siete Mil Ocho con 67/100 bolivianos)**, . Ver Anexo 14.

3.5.5. Cronograma de ejecución

Se realizó un cronograma de actividades para la construcción del nuevo Centro de Salud de la Comunidad de la Victoria. Según la estimación de los tiempos de ejecución (ver anexo 15) de cada ítem o actividad mostrada y el cronograma (ver anexo 16), se tiene planificada la construcción del Centro de Salud de la Victoria en aproximadamente 172 días, que corresponde a 150 días hábiles.

4. APOORTE ACADEMICO (DISEÑO DE LA LOSA RETICULAR, COMPARACION TECNICA Y ECONOMICA CON LOSA UNIDIRECCIONAL)

4.1. Marco teórico

4.1.1. Losa reticular

El forjado reticular pertenece a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales. La estructura así formada, admite que las flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las direcciones de armado, y forma con los soportes un conjunto estructural espacial, capaz de soportar las acciones verticales muy adecuadamente y las horizontales razonablemente bien.

En los forjados reticulares y alrededor de los pilares, se prescinde de los bloques aligerados y la placa a ser maciza. Esta zona maciza a través de la cual la placa apoya sobre los pilares, recibe el nombre de ábaco. El ábaco suele estar embebido normalmente en el espesor de la placa.

Los parámetros básicos que definen las características del forjado reticular se observa en la siguiente figura:

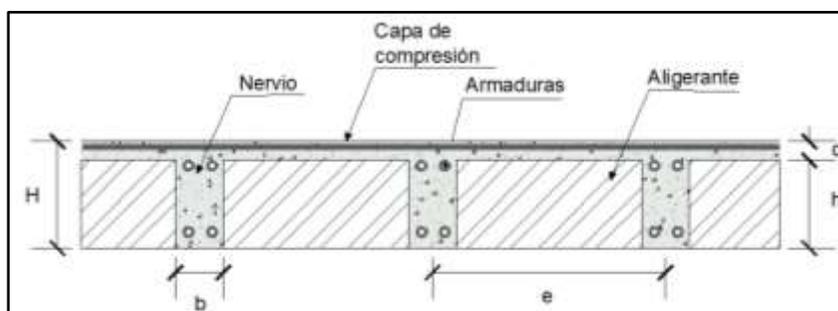


Figura 4.1 Geometría de la losa reticular

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Tipología de los forjados reticulares

Existen dos tipos de forjados reticulares, que pueden diferenciarse de forma clara:

- El *Forjado Reticular con Bloque Aligerante Perdido*, puede tener cualidades como por ejemplo: menor peso (menor sobrecarga permanente), mejor comportamiento térmico y fácil manejo con un rendimiento.
- Forjado Reticular con Bloque Aligerante Recuperable.

4.1.3. Geometrías básicas de los forjados reticulares

Entreeje.- La norma exige que la separación de nervios no deba exceder de 1 m.

Nervios.- La anchura de los nervios no debe ser inferior a 7 cm, ni a la cuarta parte del canto de la pieza aligerante según la normativa vigente. La mayoría de los forjados reticulares con bloques aligerantes perdidos, se están construyendo con nervios de ancho 10 cm, valor que esta desmostrando ser el ideal, por el magnífico comportamiento que presentan los mismo frente a la flexión y al cortante.

Ábacos.- La zona maciza alrededor de los soportes recibe el nombre de ábaco y tiene la misión fundamental de canalizar al soporte las cargas que reciben los nervios y resistir los cortantes de punzonamiento

Pilares.- El tamaño de los pilares, al margen de la carga vertical que reciban y que lógicamente determina su sección para que no exista agotamiento. La Instrucción EH-88 fija el tamaño mínimo de los pilares en 25x25 cm., éstas dimensiones solo son válidas en el forjado reticular, si se trata de pilares centrales con luces compensadas y con cargas inferiores a las 20 tn.

Luces y distribuciones de pilares.- Las luces que pueden manejarse en las estructuras con forjados reticulares tienen un rango sumamente amplio y atractivo.

Teniendo disponibles los casetones de aligeramiento recuperables con alturas de 20, 25, 30, 35 y 40 cm para el eje de 80 cm, con capas de compresión de 5 a 10 cm, el rango de luces que podemos cubrir con el hormigón armado sin sobrepasar sobrecargas de servicio de 5 KN/m^2 puede oscilar entre 5 y 12 metros. Luces entre 15 y 20 m podrían alcanzarse con el casetón recuperable de 40 cm de altura.

Capa de compresión.- La capa de compresión mínima aconsejada por la Norma es de 3 cm. La práctica y experiencia demuestra que emplear 5 cm de capa de compresión basta para la mayoría de los casos.

4.1.4. Ventajas del forjado reticular

El forjado reticular presenta las siguientes ventajas en lo referente al cálculo de la estructura frente a las otras tipologías:

- Ligereza, especialmente si empleamos bovedillas de plastoform.
- Mejor comportamiento estructural, ya que al ser bidireccional la malla que se genera para la transmisión de los esfuerzos es más densa y capaz.
- Mayor libertad de diseño, al no estar sometido a restricciones de desviación en la alineación de pilares.

4.1.5. Diseño de los forjados reticulares

4.1.5.1. Diseño a flexión

Determinación de la altura de la losa reticular:

	Jiménez Montoya	Florentino Regalado	CBH-87
$L_{prom} = \frac{L_A + L_B}{2}$	$h_{LR} \geq \frac{L}{25}$	$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$	$h_{LR} \geq \frac{L}{28}$

Ancho de nervio b_N :

$$b_N \geq \frac{h_{LR}}{3,5}$$

Condiciones para el diseño:

$$h_{LR} \leq 3,5 * b_N$$

La norma admite como diámetro mínimo hasta 8mm, pero a fin de evitar desproporción en los refuerzos, se asumirá como armadura base 2 barras de 10mm:

Recubrimiento mecánico r:

$$rm \leq r_{minimo} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$

De acuerdo lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87 (9.4.5.3) se debe cumplir los siguientes parámetros:

- Ancho de nervio: 7 cm (mínimo)
- Espesor de losa: $e_L > 3 \text{ cm}$ (carpeta de compresión)
- Relación canto / luz: $h_{LR}/L > 0,036 \text{ m}$
- Separación entre luz libre de nervios: $s_1 < 100 \text{ cm}$

Según la norma española EHE-08 Pág. 197 la cuantía mínima y el diámetro de la armadura base de los nervios es:

$$A_{S_{\min}} \geq (3 / 1000) * b * h$$

$$\varnothing_{\text{base}} = 8 \text{ mm}$$

Basado en:

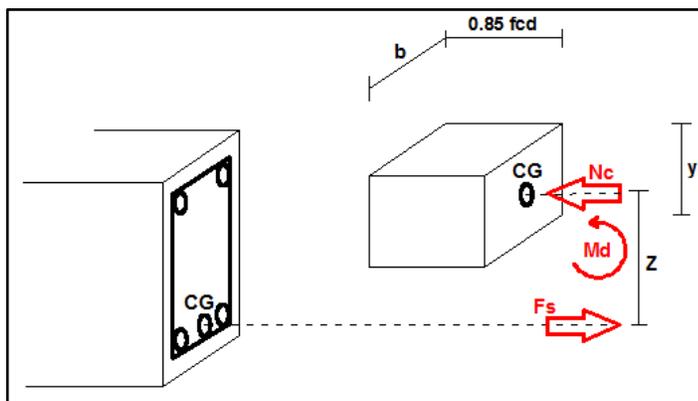


Figura 4.2 Diagrama rectangular

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Donde:

$$\sigma = f_{yd} \quad ; \quad A = A_s \text{ (Área del acero)}$$

$$F = F_s = f_{yd} * A_s$$

Para un diseño lo que se busca es que el acero y el hormigón tengan la misma fuerza de tracción y compresión respectivamente, por tanto:

$$N_c = F_s$$

Pero:

$$N_c = \text{Volumen del paralelepípedo} = 0,85 * f_{cd} * b * y$$

$$\text{Momento de diseño: } M_{d_{2\phi 10 c/N}} = N_c * z = N_c * (h_{LR} - r_m - y/2)$$

De los momentos conocidos en cada banda o franja, cada nervio le corresponde; por una simple regla:

$$\begin{aligned} 1 \phi 10 &= 0,785 \text{ cm}^2 & \rightarrow & \text{Md}_{2\phi 10 c/N} \text{ kN} \\ A_s \text{ cm}^2 & & \rightarrow & \text{Mto. kN} \end{aligned}$$

Disposición de empotramiento en forjados reticular

Los momentos de empotramiento perfecto se presentan cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez. Contrariamente si la pieza va unida a una pieza de rigidez reducida se la denomina empotramiento elástico. Se dice esta empotrado cuando tiene continuidad de forjados y cumplen las siguientes directrices

$$\text{Si } L_1 = \frac{2}{3} * L \rightarrow \text{Se considera empotrado}$$

$$\text{Si } L_1 \leq \frac{2}{3} * L \rightarrow \text{Se considera apoyo simple}$$

Los contornos externos de losas se consideran apoyados. Si hay desnivel entre losas, ésta se considera apoyada.

$$L < 1m \rightarrow \text{Se considera apoyada}$$

$$L \geq 1m \rightarrow \text{Se considera empotrada}$$

4.1.5.2. Diseño a cortante

Dimensiones a sección crítica (m)

$$\text{Longitud crítica: } l_{crit} = d + \frac{b_{viga}}{2}$$

$$\text{Longitud de carga: } l_{carg} = \frac{l_y}{2} - l_{crit}$$

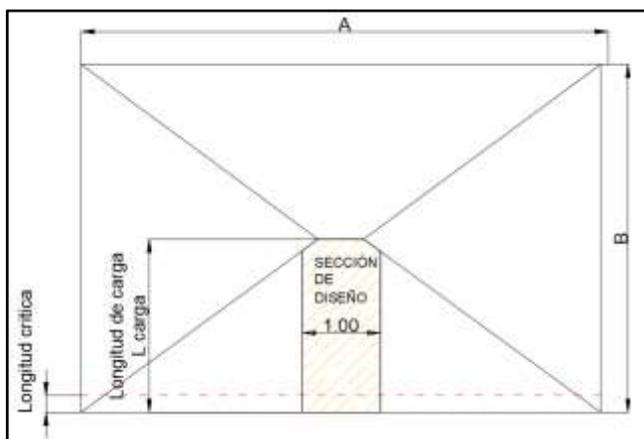


Figura 4.3 Dimensiones de la losa plana

Fuente: Elaboración propia

Dimensiones a sección crítica (m)

$$\text{Longitud crítica:} \quad l_{\text{crit}} = d + \frac{b_{\text{viga}}}{2}$$

$$\text{Longitud de carga:} \quad l_{\text{carg}} = \frac{ly}{2} - l_{\text{crit}}$$

Fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante:

$$V_d = 1\text{m} * l_{\text{carg}} * q$$

Resistencia a corte convencional del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Contribución del hormigón al esfuerzo cortante en la losa en un metro de ancho:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

Si $V_d > V_{cu}$, no quiere armadura de corte.

4.1.5.3. Verificación de flechas de forjados reticulares

El valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es $L/300$, siendo “L” la luz del elemento considerado. (CBH-87 - Pág. 196)

$$\text{Deflexion admisible para forjados} \rightarrow \Delta_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{Deflexion maxima real de losas} \rightarrow \Delta_{adm} > \Delta_{real}$$

4.1.5.4. Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado y permitir un control eficiente de las figuraciones. Según CBH-87 (Pág. 195). Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área A_s es cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_{s_{\text{reparto}}} \geq 50 * \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}} \text{cm}^2/\text{m}$$

Donde:

h = Altura de losa de compresión.

f_{sd} = Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto en MN/m^2

4.1.5.5. Punzonamiento

Si cumple la siguiente condición, entonces no requiere armadura por punzonamiento (Jiménez Montoya Hormigón Armado Ed. 14º Acápito 20.13.)

$$\tau_{sd} = \frac{\beta * F_{sd}}{\mu_1 * d} \leq \tau_{rd}$$

Donde:

τ_{sd} = Tensión nominal en el perímetro crítico.

F_{sd} = Esfuerzo por punzonamiento de cálculo (Normal)

β = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga

μ_1 = Perímetro crítico

d = Canto útil medio de la losa

T_{rd} = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

Para la tensión máxima resistente por el hormigón en el perímetro crítico puede tomarse el valor:

$$\tau_{rd} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}$$

Dónde:

ρ = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales

Fsd = Carga actuante sobre la columna

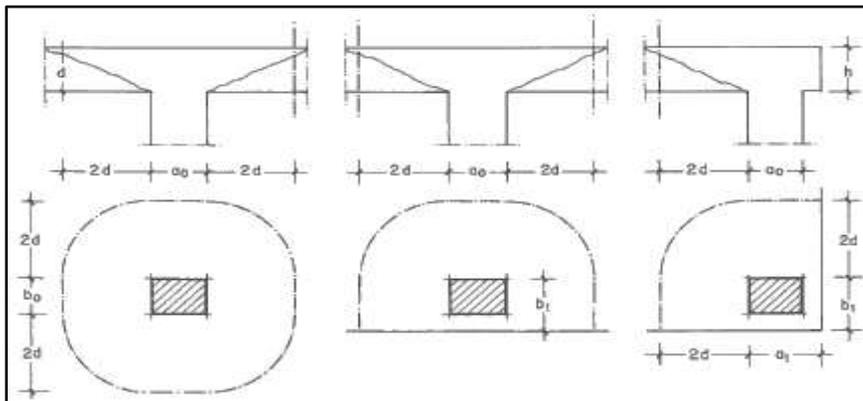


Figura 4.4 Perímetro crítico en losas

Fuente: “JIMENEZ MONTOYA – HORMIGON ARMADO” Ed. 14º apartado 22.13

Soportes interiores $\mu_1 = 4\pi d + 2(a_0 + b_0)$

Soportes de borde $\mu_1 = 3\pi d + a_0 + 2b_0$

Soportes de esquina $\mu_1 = \pi d + a_1 + b_1$

Reemplazando en las ecuaciones: τ_{rd} y τ_{sd}

Si cumple $\tau_{rd} > \tau_{sd}$ no requiere armadura por punzonamiento.

4.2. Alcance del proyecto

- Dimensionamiento de la losa reticular enmarcada en la norma boliviana del hormigón CBH-87, Florentino Regalado, Jiménez Montoya, ACI.
- Diseño a flexión, armadura positiva.
- Diseño a cortante en la sección crítica.
- Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado.
- Comprobación de flechas de forjados reticulares.
- Introducción de ábacos.
- Verificación al punzonamiento.
- Comparación de la losa reticular con la losa unidireccional.

4.3. Diseño de losa reticular (Casetón perdido con plastoform)

4.3.1. Predimensionamiento de la losa reticular

Losa con luces de 5,97 m x 3,50 m

- **Altura de la losa reticular:**

	Jiménez Montoya	Florentino Regalado	CBH-87
$L_{prom} = \frac{5,97 + 3,50}{2}$ $L = 4,74 \text{ m}$	$h_{LR} \geq \frac{L}{25}$ $h_{LR} \geq 0,19 \text{ m}$	$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$ $0,20 \text{ m} \leq h_{LR} \leq 0,24 \text{ m}$	$h_{LR} \geq \frac{L}{28}$ $h_{LR} = 0,17 \text{ m}$

Se asumirá un $h_{LR} = 25 \text{ cm}$

- **Separación entre nervios:**

Florentino Regalado	CBH-87
La separación de nervios no debe superar 1 m.	Separación máxima entre nervios 1 m.

Para el proyecto asumiremos una luz libre de separación de 50 cm.

- **Espesor de la losa de compresión:**

Florentino regalado
(Apartado 5.8 pág. 36)
$$3 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

CBH-87
(Apartado 9.4.5.3. pág. 134)
$$e > 3 \text{ cm} \text{ o } \frac{L}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$$

Se asumirá un espesor de 5 cm

- **Base de nervio**

Florentino regalado	CBH-87	ACI
$b \geq 7 \text{ cm}$	$b \geq 7 \text{ cm}$	$b \geq h_{LR} / 3,5$
$b \geq 25 / 4$	$b \geq 25 / 4$	$b \geq 25 / 3,5$
$b = 6,25 \text{ cm}$	$b = 6,25 \text{ cm}$	$b = 7,14 \text{ cm}$

Se adoptará una base del nervio de 10 cm.

- **Recubrimiento mecánico r_m :**

$$r_m = \leq r_{\text{mínimo}} + \phi_{\text{base}} + \frac{\phi_{\text{base}}}{2}$$

$$r_m = \leq 2\text{cm} + 1\text{cm} + \frac{1\text{cm}}{2}$$

$$r_m = 3,5\text{cm}$$

Datos geométricos de la losa reticular de luz 5,97 m x 3,50 m

Espesor de la losa de compresión:	$e = 5\text{ cm}$
Altura de nervio:	$h = 20\text{cm}$
Canto Total:	$h_{LR} = 25\text{ cm}$
Base de nervio:	$b_w = 10\text{ cm}$
Separación entre nervios:	$l_1 = 40\text{ cm}$
Luz libre entre nervios:	$l = 50\text{ cm}$
Longitud mayor de la losa:	$L = 597\text{ cm}$
Recubrimiento:	$r_m = 3,5\text{cm}$
Altura útil de la losa:	$d = 21,5\text{cm}$

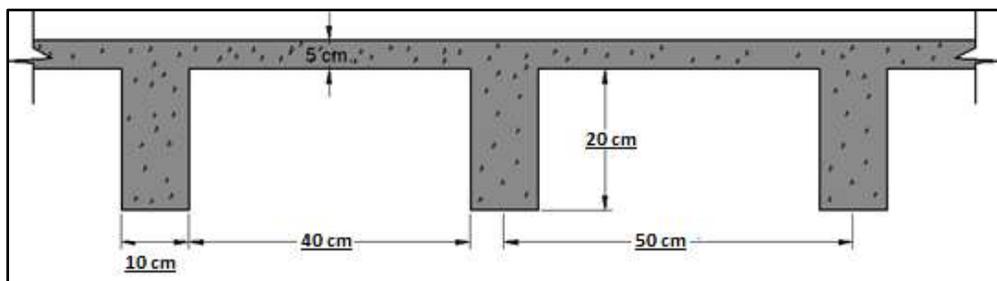


Figura 4.5 Parámetros geométricos de la losa reticular

Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Diseño a flexión

- **Diseño a flexión armadura positiva (método de los coeficientes)**

Para determinar los momentos y deformaciones en la losa se empleará el método del análisis matricial de estructura, (únicamente para el cálculo de los momentos y deformaciones).

Altura equivalente del forjado reticular: La altura equivalente o peralte equivalente de la losa reticular se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada en cuestión.

Altura equivalente e inercia constante:

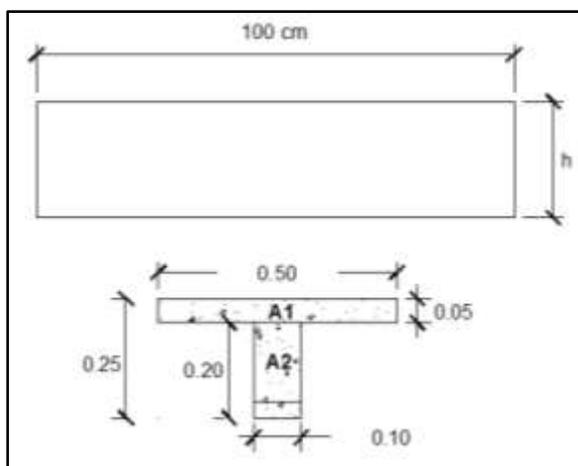


Figura 4.6 Viga en T analizada y sección equivalente

Fuente: Elaboración propia

$$Y_g = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{A_i} = \frac{5 \cdot 50 \cdot 22,5 + 10 \cdot 20 \cdot 10}{5 \cdot 50 + 10 \cdot 20} = 16,94 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum (I_x + (d_i^2 \cdot A_i)) = \frac{50 \cdot 5^3}{12} + (50 \cdot 5) \cdot 5,56^2 + \frac{10 \cdot 20^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot 3,06^2$$

$$I_x = 16.788,62 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow 16.788,62 = \frac{50 \cdot h^3}{12}$$

$$h_{eq} = 15,91 \text{ cm}$$

Peso de la losa de compresión:

$$W = 1 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 2.500 = 125 \text{ kg/m}^2$$

Peso de los nervios:

$$W_n = (2 \cdot 0,10 \cdot 0,20 \cdot 1 + 2 \cdot 0,8 \cdot 0,10 \cdot 0,20) \cdot 2.500 = 180 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la losa: $W_L = 305 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta: $CM = 400 \text{ kg/m}^2$

Sobre carga de uso: $SC = 400 \text{ kg/m}^2$

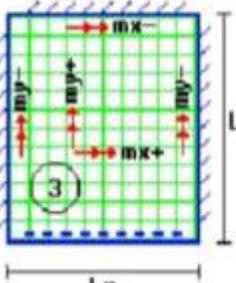
Carga de diseño a considerar:

$$q = 1,6 * G + 1,6 * Q = 1,6 * (305 + 400) + 1,6 * 400 = 1.768 \text{ kg/m}^2$$

Módulo de elasticidad del hormigón: $E = 3,1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Se verifica según los casos que nos presentan las tablas de coeficientes para losas reticulares.

Tabla 4.1 Tablas para diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY					
			1.0 0	0.9	0.80	0.70	0.60	0.50
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177

Fuente: "DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO" Escuela del Ejército-Ecuador apartado 9.5 tabla 9.7

$L_x = 3,50 \text{ m}$ lado de menor longitud

$L_y = 5,97 \text{ m}$ lado de mayor longitud

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{5,97} = 0,60$$

Con los datos remarcados de la tabla 4.1, se obtiene los resultados siguientes:

$$\Delta = 0,0001 q * \delta * \frac{L_x^4}{E * h^3} = 0,0001 * 1768 * 345 * \frac{3,5^4}{31 \times 10^9 * 0,1591^3}$$

$$= 0,0001 \text{ m}$$

$$M_{y-} = 0.0001 * q * m_{y-} * L_x^2 = 0.0001 * 1768 * 902 * 3.5^2 = 1953.55 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{y+} = 0.0001 * q * m_{y+} * L_x^2 = 0.0001 * 1768 * 473 * 3.5^2 = 1024.42 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{x-} = 0.0001 * q * m_{x-} * L_x^2 = 0.0001 * 1768 * 532 * 3.5^2 = 1152.21 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{x+} = 0.0001 * q * m_{x+} * L_x^2 = 0.0001 * 1.768 * 167 * 3.5^2 = 361.7 \text{ Kg} * \text{m}$$

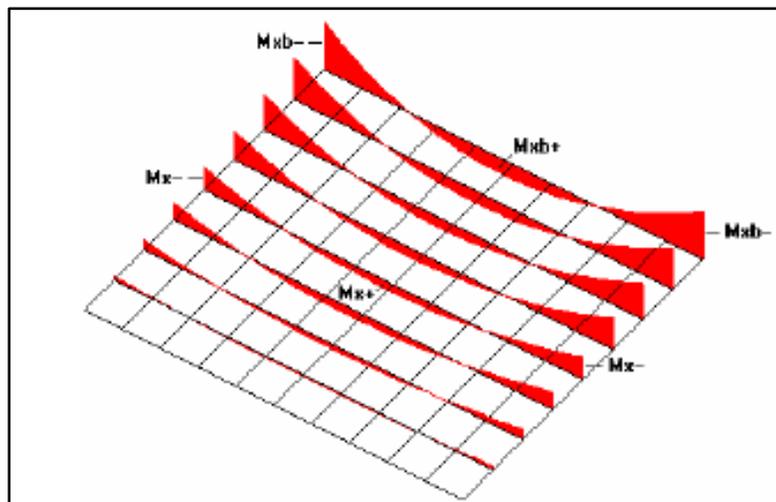


Figura 4.7 Interpretación gráfica de los momentos M_x

Fuente: “HORMIGON ARMADO” M.Sc. Escuela politécnica del ejército. Ecuador. 2008

En adelante el procedimiento de cálculo sigue como explica la norma CBH-87:

Cálculo de las relaciones geométricas:

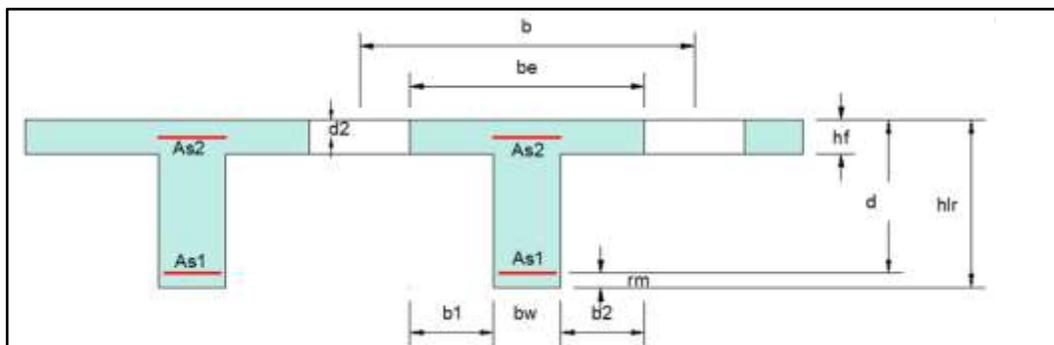


Figura 4.8 Viga en T analizada

Fuente: Elaboración propia

Armadura longitudinal

$$\frac{hf}{h} = 0,2 \quad ; \quad \frac{l}{bw} = 5 \quad ; \quad \frac{2l}{b - bw} = 2,5 \quad \text{con los valores de las relaciones}$$

Tabla 4.2 Viga en T múltiples continuas

		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$								
$\frac{h_r}{h}$	$\frac{\ell}{b_w}$	$\frac{2\ell}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	>10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,96	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

Fuente: "HORMIGON ARMADO" Norma boliviana CBH-87

K=0.50

$$\begin{aligned}
 b_e &= k * (b - b_w) + b_w = 30 \text{ cm} \\
 b_e &= 2 * b_1 + b_w = 50 \text{ cm} \\
 b_1 &\leq 8 * h_f \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} b_e &= k * (b - b_w) + b_w = 30 \text{ cm} \\ b_e &= 2 * b_1 + b_w = 50 \text{ cm} \\ b_1 &\leq 8 * h_f \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm} \end{aligned}} \right\} \begin{aligned} &b_e \leq \text{menor valor} \\ &\text{Se adopta un } b_e = 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se debe comprobar

$$b_w \geq 1/8 * (h - h_f) \quad 10 \geq 2,5 \text{ ok!} \quad l \leq 12 * b \quad 50 \leq 600 \text{ ok!}$$

Momento resistente de la losa:

$$\begin{aligned}
 M_O &= 0,85 * f_{cd} * b_e * h_f * (d - 0,5 * h_f) \\
 &= 0,85 * 169,986 * 30 * 5 * (21,5 - 0,5 * 5) \\
 M_O &= 411.791,085 \text{ kg} * \text{cm} = 4.117,91 \text{ kg} * \text{m}
 \end{aligned}$$

Momento de diseño:

$$M_d = M_{x+} = 361,7 \text{ kg} * \text{m}$$

$$\text{Verificación} \quad M_d \leq M_o$$

$$361,7 \text{ kg} * \text{m} \leq 4.117,91 \text{ kg} * \text{m}$$

Armadura necesaria:

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b_e * d^2 * F_{cd}}} \right)$$

$$y = 0,40 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 * b_e * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0,47 \text{ cm}^2$ para el momento de diseño

De manera similar para:

$$M_{y-} = 1.953,55 \text{ kg} * \text{m} \quad \rightarrow \quad A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$M_{y+} = 1.024,42 \text{ kg} * \text{m} \quad \rightarrow \quad A_s = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$M_{x-} = 1.152,21 \text{ kg} * \text{m} \quad \rightarrow \quad A_s = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$M_{x+} = 361,7 \text{ kg} * \text{m} \quad \rightarrow \quad A_s = 0,47 \text{ cm}^2$$

4.3.3. Diseño a cortante en la sección crítica

Datos:

$$q = 1.768 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Carga de diseño

$$L = 5,97 \text{ m}$$

Longitud de la losa inter eje

$$b_{\text{viga}} = 0,25 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_w = 0,10 \text{ m}$$

Ancho de nervios

$$f_{cd} = 169,986 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Resistencia de diseño para el hormigón

$$f_{yd} = 4.350 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Resistencia de diseño para el acero

$$I = \frac{b_{\text{viga}}}{2} + d = \frac{25}{2} + 21,5 = 34 \text{ cm}$$

$$lv = \frac{597}{2} - 34 = 2,645 \text{ m}$$

Fuerzas cortantes que actúan sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante

$$Vd = q * lv * 1\text{m}$$

$$Vd = 4.676,36 \text{ kg} \quad \text{para 2 nervios}$$

$$Vd = 2.338,18 \text{ kg} \quad \text{para 1 nervio}$$

Resistencia cortante convencional del hormigón:

$$Fvd = 0,5 * (fcd)^{0,5} = 6,52 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_v * d = 3.504,5 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{rd2} \leq V_{cu} \quad \text{Cumple}$$

$$2.338,18 \leq 3504.5 \text{ cumple}$$

El cortante de diseño es menor que el cortante que resiste la sección por lo que la pieza no necesita armadura de corte.

4.3.4. Armadura de reparto por retracción de fraguado y cambios de temperatura

Datos:

$$b_{seccion} = 100 \text{ cm} \quad \text{Ancho analizado}$$

$$h_{loseta} = 5 \text{ cm} \quad \text{Altura carpeta de compresión}$$

$$f_{cd} = 169,986 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia de diseño al hormigón}$$

$$f_{yd} = 4350 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia de diseño al acero}$$

Espaciamiento S máximo entre refuerzos de armadura de reparto según la normativa boliviana CBH-87 pág.195. Se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo 30 cm y cuya área A_s es cm^2 / m , cumplirá la condición siguiente:

$$A_{s_{reparto}} \geq 50 * \frac{h}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

$$S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$h = 5 \text{ cm}$ Altura de losa de compresión

$f_{sd} = f_{yk}$ Resistencia de cálculo del acero en MN/m^2

$$A_{s_{reparto}} \geq 50 * \frac{5}{434,78} \geq \frac{200}{434,78}$$

$$A_{s_{reparto}} \geq 0,57 \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Y el espaciamiento medio para la armadura de reparto para losas reticulares está dado por: (según ROMO P. MARCELO, Temas de hormigón armado. M.Sc. Escuela politécnica del ejército, Ecuador 2008)

$$S = 5 * h_{\text{loseta}} = 5 * 5 = 25 \text{ cm}$$

Constructivamente, el espaciamiento adoptado es:

$$S = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \text{ } \phi \text{ 6c} / 25 \text{ cm} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{m} \geq 0,56 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ Cumple}$$

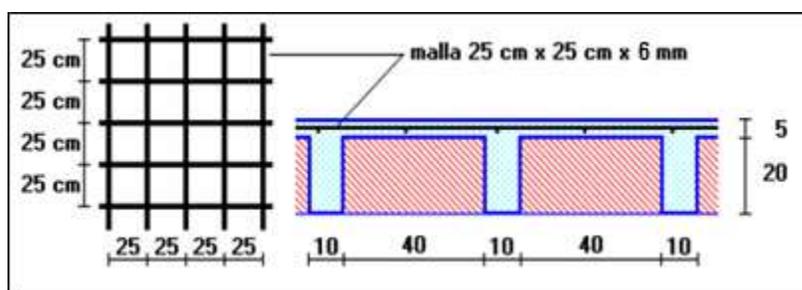


Figura 4.9 Armadura de reparto

Fuente: Elaboración propia

4.3.5. Comprobación de flechas de forjados reticulares

Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiques sobre la losa reticular de cubierta.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{597}{500} = 1,19 \text{ cm}$$

Deflexión máxima real de la losa: $\Delta_{real} = 0,01 \text{ cm}$

$$\Delta_{adm} = 1,19 \text{ cm} > \Delta_{real} = 0,01 \text{ cm} \text{ Cumple}$$

4.3.6. Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la norma CBH-87(apartado 9.4.5.4) en el que afirma la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas, por este motivo se decidirá bajo la siguiente condición:

$$M_u^- > M_{lim} \text{ Necesita ábaco}$$

$$M_u^- < M_{lim} \text{ No necesita ábaco}$$

$$x_{lim} = \frac{3}{8} * d = \frac{3}{8} * 21,5 = 8,06 \text{ cm}$$

$$y_{lim} = 0,8 * x_{lim} = 0,8 * 8,06 = 6,45 \text{ cm}$$

$$M_{lim} = 0,85 * \emptyset * fcd * b * y_{lim} * \left(d - \frac{y_{lim}}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 0,85 * 0,9 * 250 * 20 * 6,45 * \left(21,5 - \frac{6,45}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 5.009,63 \text{ kg} * m$$

$$M_{y-} = 1.953,55 \text{ kg} * m \rightarrow A_s = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$M_{x-} = 2.092,22 \text{ kg} * m \rightarrow A_s = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$1.953,55 \text{ kg} * m < 5.009,63 \text{ kg} * m \text{ No necesita ábaco}$$

1.152,21 kg * m < 5.009,63 kg * m No necesita ábaco

4.3.7. Verificación a punzonamiento

Se analizará la sección correspondiente a la columna 19, que consta de un soporte interior.

Si cumple la siguiente condición, no requiere armadura por punzonamiento (Jiménez Montoya Hormigón Armado Ed. 14º Acápites 20.13.):

$$\tau_{sd} = \frac{\beta * F_{sd}}{\mu_1 * d} \leq \tau_{rd} \quad ; \quad \tau_{rd} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \sqrt[3]{100 * \rho * f_{ck}}$$

Donde:

T_{sd} = Tensión nominal en el perímetro crítico.

F_{sd} = Esfuerzo por punzonamiento de cálculo (Normal)

β = Coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga

$\beta = 1,15$ para soportes interiores

$\beta = 1,40$ para soportes de borde

$\beta = 1,50$ para soportes de esquina

μ_1 = Perímetro crítico

d = Canto útil medio de la losa

T_{rd} = Tensión máxima resistente en el perímetro crítico

ρ = La media geométrica de las cuantías en dos direcciones ortogonales

$f_{ck} = 25 \text{ N} / \text{mm}^2$

Datos:

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

$d = 21,5 \text{ cm}$

$F_{sd} = 38.210 \text{ kg}$ (Cargas de la losa que concurren a la columna)

$\beta = 1,15$

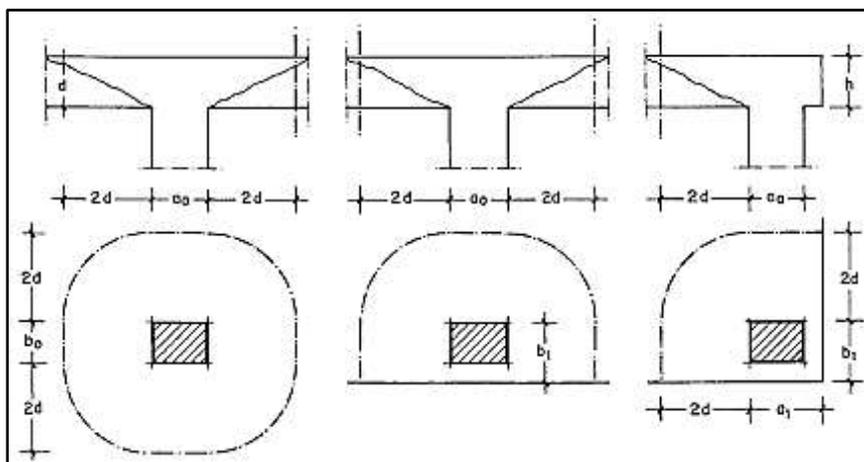


Figura 4.10 Perímetro crítico en losas

Fuente: “JIMENEZ MONTOYA – HORMIGON ARMADO” Ed. 14º apartado 22.13

Soportes interiores $\mu_1 = 4\pi d + 2(a_0 + b_0)$

Soportes de borde $\mu_1 = 3\pi d + a_0 + 2b_0$

Soportes de esquina $\mu_1 = \pi d + a_1 + b_1$

Perímetro crítico soportes interiores:

$$\mu_1 = 4\pi 215 + 2(300 + 300) = 3.901,77 \text{ mm}$$

Cuantías en dirección X y Y:

$$\rho_1 = \frac{As_1}{b * d} < 0,02$$

$$\rho_x = \rho_y = \frac{2\emptyset 8 = 1,1}{10 * 21,5} = 0,0050$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x * \rho_y} = \sqrt{0,005 * 0,005} = 0,005$$

Reemplazando en las ecuaciones:

$$\tau_{rd} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) * \sqrt[3]{100 * \rho * fck}$$

$$\tau_{rd} = 0,12 * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{215}} \right) * \sqrt[3]{100 * 0,005 * 25} = 0,55 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{rd} = \frac{\beta * Fsd}{\mu_1 * d} = \frac{1,15 * 38.210}{3.901,77 * 215} = 0,052 \frac{N}{mm^2}$$

Finalmente se hace la comparación, por lo tanto no requiere armadura por punzonamiento

$$\tau_{rd} = 0,55 > \tau_{rd} = 0,052 \text{ OK}$$

4.4. Análisis comparativo técnico y económico

Tabla 4.3 Análisis comparativo de los principales elementos constructivos del proyecto en general

Elemento constructivo	Volumen de Hormigón (m ³)		
	Losa unidireccional	Losa reticular	% variación
Cimentación	40,36	40,98	1,5
Vigas	80,12	81,02	1,2
Columnas	28,54	31,82	10,31
Losa	48,64	70,63	31,13

Fuente: Elaboración propia

Para poder realizar este punto se tuvo que realizar dos diseños de la estructura; uno con entrepiso de losa unidireccional de viguetas y el otro con forjado reticular con casetón perdido. Cabe aclarar que el diseño con losa reticular, posee similares características del pórtico, es decir, con la misma cantidad de columnas que el diseño de losa unidireccional; por lo tanto los volúmenes de columnas y vigas no varían demasiado. En la tabla 4.3 podemos apreciar la variación de volumen de hormigón de los principales elementos estructurales del proyecto en general

Losas reticulares con casetones de poliestireno expandido perdido

- Se puede alcanzar luces de hasta 12 metros, no teniendo así problemas de soportar sobre cargas de hasta 5 kN/m², ni deflexiones excesivas logrando así que se tenga ambientes más libres y las distribuciones de tabiquería puedan cambiarse a voluntad sin temor a roturas en los aligeramientos
- Con este tipo de losas se proporciona un aislamiento acústico y térmico.

- El casetón de poliestireno expandido es elemento aligerante del sistema el cual además sirve como cimbra para las nervaduras de la losa. El casetón de poliestireno queda alojado en el interior de la losa, lo que facilita la colocación de las instalaciones.
- Transmite los esfuerzos en los dos sentidos a través de sus nervaduras.
- Una de las desventajas relevante de este tipo de losa es que se necesita un 80% más en madera que las losas con viguetas dando lugar así a mayor cantidad de mano de obra.
- Los forjados reticulares requieren más atención y su cálculo es más complejo que los basados en vigas y viguetas, debido a que en las losas con viguetas sólo necesitas saber la longitud de tu vigueta y la sobrecarga en el momento de hacer la compra con el proveedor, el cual ya cuenta con las características técnicas de las viguetas.
- Las estructuras con forjados reticulares, exigen un mejor estudio en los proyectos de instalaciones verticales, dado que los huecos no previstos no se abren tan fácilmente como rompiendo una bovedilla.
- Los forjados reticulares con sus nervios cruzados ortogonalmente (nuestro caso), materializa muchísimo mejor que el unidireccional, el carácter e hipótesis del diafragma rígido indeformable de los pisos en sus planos como habitualmente se acepta en los cálculos de los edificios de gran altura, uniformizando los desplazamientos y repartiendo los esfuerzos de manera directa a las rigideces que poseen los elementos que sostienen los edificios.
- De acuerdo a nuestro diseño realizado con ambos tipos de losas, se obtuvo que en volumen, la losa reticular supera el 31% a la losa unidireccional. (ver tabla 4.3)

Losa unidireccional de viguetas pretensadas con complemento de poliestireno expandido

- En comparación a la losa reticular, se necesita muchísimo menos cantidad de acero, es decir la diferencia de acero es superior del 80%.
- Este tipo de losa es mucho más liviano que la losa reticular.

- Transmite los esfuerzos en un solo sentido generando mayor carga para las vigas de apoyo.
- En este tipo de losa se elimina el entablado, solo se usa soleras y puntales, logrando así una menor cantidad de tiempo en la ejecución de la obra
- Reducción de concreto en un 33% en comparación con los forjados reticulares.
- Una de las desventajas de este tipo de losa, es que no se tiene ambientes amplios libres de columnas.
- Otra de las desventajas de este tipo de losa es que sí o sí se la debe de emplear en estructuras aporticadas y no en estructuras planas.
- La rigidez que nos ofrece este tipo de losa en unión vigueta – viga, no es buena en comparación a la losa reticular, debido a que los forjados reticulares se hormigonan en un solo conjunto teniendo así una rigidez más sólida, tal que esto repercute en ayudar a la resistencia sísmica.

En la tabla a continuación se puede observar algunas diferencias de ambos tipos de losas.

Tabla 4.4 Tabla comparativa losa unidireccional Vs losa bidireccional

Característica de la losa	Losa unidireccional	Losa bidireccional	Variación (%)
Volumen (m ³ /m ²)	0,08	0,12	33
Peso propio (kg)	200	300	33
Deflexiones (cm)	0,11	0,01	90

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla comparativa podemos observar que el peso propio y el volumen respectivo de la losa reticular o bidireccional es mayor a la losa unidireccional en un 33%, pero por otro lado tenemos la deflexión de la losa unidireccional que es mucho mayor que la losa reticular. En conclusión ambas losas tienen sus ventajas y desventajas al momento de emplearlos en un diseño estructural, los cuales debemos tomar en cuenta en los costos y el tiempo que se requiere para el desarrollo del proyecto.

Análisis comparativo económico

Tabla 4.5 Análisis comparativo económico entre ambos tipos de losas

Descripción	Losas Reticular	Losas alivianada con vigueta
Materiales	Acero: 16,30 kg/m ² Encofrado: Requiere 12,80 Pie ² /m ² Cemento: Requiere 39,70 kg/m ²	Acero: 1,80 kg/m ² (acero de la armadura base) Encofrado: Requiere 2 Pie ² /m ² Cemento: Requiere 26 kg/m ²
Mano de obra	Albañil: Requiere 1,5 hrs/m ² Ayudante: Requiere 2 hrs/m ² Encofrador: Requiere 1,15 hrs/m ² Armador Requiere 1 hrs/m ²	Albañil: Requiere de 1 hrs/m ² Ayudante: Requiere de 1,5 hrs/m ² Encofrador: Requiere 0,8 hrs/m ² Armador Requiere 0,8 hrs/m ²
Maquinaria y equipo	Hormigonera: Requiere de 0,3 hrs/ m ² Vibrador: Requiere de 0,15 hrs/ m ²	Hormigonera: Requiere de 0,04 hrs/ m ² Vibrador: Requiere de 0,04 hrs/ m ²
Costo /m²	Tiene un costo: 704 Bs	Tiene un costo: 390 Bs

Fuente: Elaboración propia

El análisis de precios unitarios de la losa reticular se puede apreciar con mayor detalle en el anexo 17. Sin embargo existe una diferencia del 45% en el precio por metro cuadrado.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- De acuerdo al plano topográfico, el terreno de emplazamiento se puede considerar plano debido a que se tiene un desnivel menor al 1%.
- El estudio de suelos que se realizó en el lugar emplazamiento a una profundidad de 1,5 metros da una resistencia del suelo muy favorable de 3 kg/cm^2 , y en base a su resistencia, se determinó que la zapata rígida tronco piramidal sea la fundación más adecuada para la ejecución del proyecto. Así también se definió que la cota de fundación sea de 2028,50 m.s.n.m.
- Para el diseño de la estructura de sustentación porticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD, en base a prescripciones de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87, cumpliendo con todo lo estipulado en ella para brindar la estabilidad y confort estructural.
- Se realizó el análisis de carga de la estructura de acuerdo al plano arquitectónico y contemplando las cargas de servicio de cada ambiente.
- La resistencia de diseño para todos los elementos estructurales de hormigón armado y del acero empleado fue de 25 MN/m^2 y 500 MN/m^2 respectivamente, ya que este valor puede ser alcanzado con un control normal en obra según las especificaciones, y tomando en cuenta el tipo de acero utilizado actualmente en el mercado.
- Los cimientos, en la mayoría de los casos se tienen zapatas aisladas, también se tienen zapatas combinadas en las columnas que se encuentran cercanas unas de otras.
- Los planos estructurales fueron extraídos del programa Cype CAD, los cuales se elaboran de acuerdo a los resultados del diseño estructural del software, tales resultados son muy similares de acuerdo a la verificación manual.

- Para el diseño de la cubierta, se optó por utilizar la norma AISC (LRFD); en cuanto al dimensionamiento de los elementos de la cercha de la cubierta, los cálculos de las uniones (soldadura) y apoyos sobre las vigas de hormigón.
- En cuanto a los entresijos del diseño estructural, se adoptó losas unidireccionales con viguetas de pretensado y complemento de plastroform, cuyos resultados fueron comparados con la losa reticular, tomando en cuenta una losa en específico.
- Las losas reticulares diseñadas en el aporte académico se desarrolló cumpliendo con la normativa boliviana del hormigón armado CBH-87 y también tomando algunos parámetros de los Forjados Reticulares de Florentino Regalado Tesoro.
- De acuerdo a los resultados de la comparación entre la losa reticular y la losa unidireccional de viguetas, en el aspecto técnico y económico, concluimos que económicamente la losa unidireccional es mucho más económica, costando así 390 Bs/m², a comparación de la losa reticular de 704 Bs/m², por lo tanto para nuestro proyecto que no tiene ambientes muy amplios, convendría utilizar entresijos de losa unidireccional.
- Del terreno de emplazamiento que consta de 800 m², el total de área construida es de 715 m², y el costo correspondiente a la obra gruesa del proyecto es de Bs.1.757.008,67 (Un Millón Setecientos Cincuenta y siete Mil Ocho con 67/100 bolivianos).
- La duración o tiempo estimado de la construcción de la obra gruesa es de 150 días hábiles.

5.2. Recomendaciones

- Al realizar el estudio de suelos, se recomienda que los pozos de estudio se ubiquen donde consideremos que está trabajando los elementos con mayor sollicitación.
- En lo posible se debe uniformizar las dimensiones de los elementos estructurales, para que en el proceso de construcción no se tenga mayor dificultad.

- En el diseño de las vigas y columnas, debemos analizar muy bien las dimensiones que adoptamos, porque existe el caso de que no cumpla los recubrimientos y espaciamientos mínimos que estipula la norma.
- La introducción correcta de datos en cualquier programa que se esté utilizando es muy importante, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y comprender lo que pide el paquete computarizado.
- De acuerdo a la comparación la losa reticular y unidireccional, se debe tomar en cuenta el aspecto económico y técnico de ambas, aplicando el diseño en la estructura en general, y no así solamente cambiando el tipo de losa, es decir, si consideramos las luces en las cuales la losa reticular tiene un mejor aprovechamiento, se reducirá la cantidad de columnas por lo tanto puede haber una reducción en el volumen total de columnas, por ende una disminución en el costo de las mismas.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado en general, se recomienda cumplir con los recubrimientos y espaciamientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- En el diseño de estructuras metálicas, se debe dar mayor importancia al momento de escoger los perfiles, cumpliendo las normativas de diseño con perfiles más económicos, teniendo un mejor aprovechamiento de sus propiedades en cuanto a resistencia y que sean estéticamente agradables.
- Debido a su rigidez, se recomienda el diseño de losas reticulares, en edificios que requieren menos vibración y luces amplias, como instalaciones para laboratorios, edificios educativos, estacionamiento de centros comerciales, naves industriales, pista de bailes, salones, aeropuertos, iglesias, y distintas áreas que requieran espacios amplios.

