

1. ANTECEDENTES

1.1. Introducción

El analfabetismo funcional, básicamente referido a la formación y capacitación técnica de la población, ha venido creciendo, entre otras razones, por el aumento acelerado de la población, especialmente en las ciudades, puesto que en estas los medios y los recursos para la sobrevivencia son cada vez más escasos y limitados que en el pasado, cuando la población estaba concentrada con mayor fuerza en las zonas rurales del país. La Educación Técnica ha sido una de las necesidades menos atendidas por el sistema educativo.

Partiendo del concepto básico de que la educación, además de un derecho humano básico y habilitante para ejercer el resto de los derechos, la educación es condición esencial para el bienestar humano de hombres y mujeres, así como para el desarrollo integral y sostenible de los pueblos. En este marco, la construcción de institutos tecnológicos superiores está dentro de las políticas educativas destinadas a superar la pobreza, la inequidad y la exclusión de la población que, por diversas razones, fundamentalmente económicas no accede a la educación universitaria.

La importancia de la educación técnica es crucial para el desarrollo de la sociedad, para los jóvenes e incluso para el mundo vinculado con la producción y la cultura del trabajo, la educación con énfasis en la formación técnica, sostiene que no es posible tener una buena enseñanza cuando las regiones no cuentan con infraestructura, equipamiento, recursos humanos para impartir educación técnica superior. A raíz de todo esto es que nace el proyecto “Instituto tecnológico Bermejo – Comunidad Colonia Linares”

1.2. El Problema

El “Instituto Tecnológico Bermejo” a pesar de contar con la Resolución Ministerial N°0164/2017 de fecha La Paz, 3 de abril de 2017 emitida por el Ministerio de Educación del Estado Plurinacional de Bolivia que AUTORIZA su apertura y funcionamiento con la respectiva dotación de los ítems TGN para los docentes y administrativos, además de contar con la asignación presupuestaria correspondiente por parte de la Gobernación de

Tarija y de poseer un alumnado deseoso de superarse, el “Instituto Tecnológico Bermejo” FUNCIONA en una infraestructura PRESTADA por un periodo determinado, misma que no reúne los requerimientos básicos para el funcionamiento y operación en forma óptima y eficiente en bien de los alumnos.

El “Instituto Tecnológico Bermejo” cuenta con un diseño arquitectónico y un lugar de emplazamiento, pero no tiene un diseño estructural para su ejecución.

1.2.1. Formulación

Para lograr afrontar las diferentes necesidades que presenta la Comunidad Colonia Linares – Bermejo, se presentan las siguientes alternativas:

- Realizar el diseño estructural para la construcción del Instituto Tecnológico Bermejo - Colonia Linares, con ambientes amplios y cómodos para los estudiantes.
- Buscar ambientes prestados o alquilados para que los estudiantes continúen pasando clases.

Al realizar un análisis minucioso de las alternativas presentadas se llegó a la conclusión que la alternativa más viable es la construcción de una infraestructura propia para Instituto tecnológico con ambientes amplios y cómodos para los estudiantes. De esta forma mejorar la enseñanza para el alumnado.

1.2.2. Sistematización

Realizar el diseño estructural del “BLOQUE PRINCIPAL AULAS DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES”, con los planos arquitectónicos facilitados por la SUBGOBERNACIÓN DE BERMEJO que contempla:

- Cubierta y entrepiso. - Losa alivianada con plastoformo.
- Estructura de sustentación. - Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas.
- Fundación. - El tipo de fundación es zapatas aisladas.

Se deberá verificar que la alternativa de solución sea la más conveniente en los aspectos técnicos y económicos.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Realizar el diseño estructural para la construcción del “BLOQUE PRINCIPAL AULAS DEL INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES”, cumpliendo los lineamientos de diseño estructural de la Norma Boliviana CBH-87 (Código Boliviano del Hormigón Armado), utilizando el paquete estructural CYPECAD y realizando la verificación manual de los elementos más solicitados.

1.3.2. Específicos

- Realizar el estudio de suelo para la determinación de la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura mediante el ensayo de SPT.
- Analizar y diseñar en el programa cypecad, desde el punto de vista técnico económico los elementos como: losas, vigas, columnas, zapatas y escalera.
- Hacer la verificación manual de los diseños del paquete de los elementos estructurales más solicitados.
- Generar los planos de los elementos estructurales.
- Elaborar un cronograma de ejecución de obra.
- Realizar el presupuesto general de la obra gruesa del proyecto.

1.4. Justificación

1.4.1. Académica

Elaborar el proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE PRINCIPAL AULAS INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES” para aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante durante la formación académica de la carrera utilizándolos en el cálculo de estructuras, de esta manera cumplir con los requisitos para el proceso de titulación y poder obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Civil.

1.4.2. Técnica

Se realizará el “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE PRINCIPAL AULAS INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES”

como “proyecto de grado” empleando la norma CBH-87 vigente en el estado plurinacional de Bolivia. También se utilizará el software, programa de CYPECAD para el diseño y cálculo de estructuras de Hormigón Armado, paralelamente se realizará la respectiva verificación manual, aplicando todos los conocimientos adquiridos en el estudio de la carrera de ingeniería civil. De igual manera, se realizarán planos estructurales y planillas auxiliares que faciliten el cálculo estructural del proyecto.

1.4.3. Social

Los potenciales beneficiarios de la ejecución del proyecto: “INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES”, son todas aquellas mujeres y hombres que, por razones económicas no tienen oportunidad de acceder a la educación universitaria.

Con la realización de la estructura del INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES se podrá brindar un ambiente óptimo y funcional para los estudiantes, pudiendo aportar con este proyecto, una inserción de 80 técnicos superiores en Confecciones Textiles y Mecánica Automotriz por año a la fuerza laboral regional y departamental.

Dejando abierta la posibilidad en un futuro de implementarse más carreras técnicas que brinden mejores oportunidades laborales en la sociedad.

1.5. Alcance del Proyecto

Se define el alcance y las limitaciones que tendrá este proyecto, para así poder encarar satisfactoriamente las actividades propuestas. Como alcance primordial se destaca el diseño estructural de los elementos principales de sustentación; losas, vigas, columnas, zapatas.

- **Estudio de suelos**

Determinar la clasificación y capacidad portante del suelo.

- **Cubierta y entrepiso**

Efectuar el cálculo estructural de una losa alivianada con plastroformo.

- **Estructuras de sustentación**

Pórticos de Hormigón Armado conformado por vigas y columnas.

- **Cimentaciones**

Zapatillas aisladas, que estén de acuerdo al estudio de suelo realizado y cumpla con los requisitos de resistencias estipulados por la norma.

1.5.1. Restricciones

No se realiza el diseño de las instalaciones de los servicios básicos como ser: Las instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, instalaciones de gas, instalaciones sanitarias y desagüe pluvial, debido a que el proyecto se centra solo en el diseño y cálculo estructural de la obra gruesa.

1.5.2. Aporte Académico

Para el proyecto de grado, como aporte académico se realiza el análisis técnico económico de dos tipos de losas, correspondientes a una losa aligerada con perfiles metálicos galvanizados contra una losa aligerada con viguetas pretensadas. Para lo cual se realiza el cálculo estructural para ambas losas utilizando el programa CYPECAD para el diseño y cálculo de las estructuras, dando su respectiva verificación manual.

1.6. Ubicación

El “INSTITUTO TECNOLÓGICO BERMEJO – COMUNIDAD COLONIA LINARES”. Será emplazado físicamente en la Segunda Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, concretamente en la comunidad de Colonia José María Linares comunidad que pertenece al Cantón Arrozales del Municipio de Bermejo. La Comunidad de Colonia José María Linares es una población aglomerada y urbanizada, es la comunidad de mayor importancia en el municipio de Bermejo por su población y urbanización, se encuentra ubicada al noreste de la ciudad de Bermejo, aproximadamente a 12 Km de la Ciudad de Bermejo, sobre el tramo carretero asfaltado Bermejo - Caraparí.

FIGURA 1. 1 Ubicación Política del proyecto a nivel nacional



Fuente: Google imágenes.

1.6.1. Información socio económica

La comunidad Colonia Linares cuenta con los servicios públicos de agua potable y alcantarillado sanitario administrados por EMAAB (Empresa Municipal de Agua y Alcantarillado de Bermejo). También cuenta con energía eléctrica administrada y controlada por la empresa de Servicios Eléctricos Privada SETAR. El acceso a la comunidad es a través de una carretera asfaltada de orden interdepartamental, el acceso al terreno de emplazamiento es a través de una vía urbana.

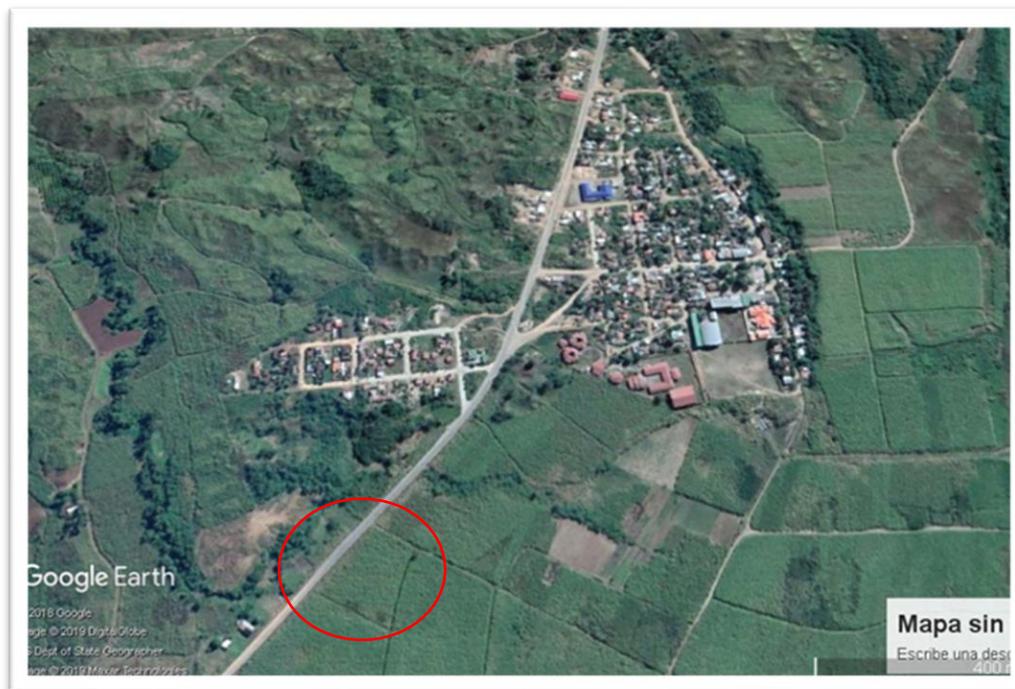
FIGURA 1.2 Ubicación Política del proyecto a nivel provincial



Fuente: Google imágenes.

La comunidad de Colonia Linares Limita al Norte con la Comunidad de Barretero, al Sur con la Comunidad de Arrozales, al este con el Río Grande de Tarija y al Oeste con la Comunidad de Alto Calama y Quebrada Chica.

FIGURA 1. 3 Ubicación política del proyecto a nivel Municipio



Fuente: Google Heart Pro.

El área geográfica de influencia del proyecto, se localiza en las siguientes coordenadas geográficas:

A los 64° 26` 30” y 64° 14` 16” de Longitud Oeste, A los 22° 35` 24” y 22° 52` 09” de Latitud Sur y a 411 m.s.n.m.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Topografía

El estudio topográfico comprende el levantamiento del terreno natural por medio de la creación de una nube de puntos; la cantidad de puntos y el seccionado se harán de acuerdo a las condiciones y detalles correspondientes al terreno. En el caso de ser un terreno relativamente plano requerirá menos cantidad de puntos.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, que representan una determinada área para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel.

2.2. Estudio de Suelos

Con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga admisible del terreno. Un estudio de suelos permite dar a conocer las características físicas y mecánicas del suelo, es decir la composición de los elementos en las capas de profundidad, así como el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y los asentamientos de la estructura en relación al peso que va a soportar. Este estudio es clave en la realización de una obra para determinar si el terreno es apto para llevar a cabo el tipo de cimentación que deberá tener la estructura.

2.2.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM

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

El ensayo consiste en hincar un muestreador partido de 45 cm de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un martillo de 63,5 kg, que se deja caer libremente desde una altura de 76 cm, para penetrar cada 15 cm, cuando se haya penetrado la profundidad deseada, se debe detener el conteo registrando el número de golpes necesarios.

El valor normalizado de penetración N es para 30 cm, se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

Se dice que la muestra se rechaza si:

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

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

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico consiste en la creación de espacios que cumplan características tanto en lo estético, lo tecnológico y lo funcional, los que serán objeto de uso por la sociedad. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, el método constructivo, la morfología, además de otros, este, se lo realiza por medio de una representación gráfica a escala en planos arquitectónicos, tales como: Planos en corte, en planta, fundaciones, cubiertas y fachadas, además de la ubicación y emplazamiento.

Los planos arquitectónicos aprobados, fueron proporcionados por la Sub Gobernación de la ciudad de Bermejo.

2.4. Idealización de las Estructuras

Para calcular con relativa sencillez y exactitud las fuerzas en las diferentes partes de una estructura es necesario representar la estructura de una manera sencilla susceptible de análisis.

Los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil, si no es que imposible de realizar.

El proceso de reemplazar una estructura real por un simple susceptible de análisis se llama idealización estructural. A menudo, las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de las componentes representan a los componentes estructurales. El croquis de una estructura idealizada de esta manera se llama diagrama de líneas.

2.5. Diseño Estructural

El diseño estructural consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la forma, dimensiones globales y características detalladas de un sistema estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las fuerzas o acciones a las que va a estar sometido sin que se produzcan fallas o mal comportamiento.

En el proceso de diseño estructural se tiene tres partes que indican una secuencia lógica, puede dar a pensar que en el diseño se sigue un proceso unidireccional en el que primero se imagina una estructura, luego se analiza y finalmente se dimensiona. El proceso real es mucho más complejo e iterativo; implica pasar varias veces por cada etapa a medida que la estructura evoluciona hacia su forma final.

2.5.1. Métodos de los Estados Límites Últimos

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

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

1° 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.

2º 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.

3º El criterio de la aceptación, consiste en la comprobación:

$$R_d \geq S_d$$

Donde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura

La denominación de estados límites últimos engloba todos aquellos correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura, ya que por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Los estados límites incluyen:

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo)
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por sollicitaciones normales y por sollicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural)
- Estado límite de inestabilidad o pandeo de una parte o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje)
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección.)

2.5.1.1. Coeficientes de minoración de las resistencias de los materiales y mayoración de las cargas

Estos coeficientes se encuentran los aplican en Estados Límites Últimos los cuales están en función del tipo de carga y según los materiales empleados.

Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- coeficiente de minoración del
acero..... $\gamma_s = 1,15$
- coeficiente de minoración del
hormigón..... $\gamma_s = 1,50$

coeficiente de ponderación de las acciones

- de efecto desfavorable..... $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
- de efecto favorable
permanente..... $\gamma_{fg} = 0,90$
- de efecto favorable
variable..... $\gamma_{fq} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón y de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las Cuadros 2.6. y 2.7. Los valores de los coeficientes de seguridad, adoptados y los niveles supuestos de control de calidad de los materiales y de la ejecución, deben figurar, explícitamente en los planos

TABLA 2. 1 Estados Límites Últimos Coeficientes de ponderación de las acciones

Coeficiente básico	Nivel de Control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_1 = 1.6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10
	Daños previsibles en caso de	Mínimos y exclusivamente	-0,10

	accidente	materiales	
		Medios	0
		Muy Importantes	+0,20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

El valor final de γ_1 , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles.

Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido.

Se podrá reducir el valor final de γ_1 en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, se consideren todas las solicitaciones y sus combinaciones posibles y se estudien con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces, apoyos, etc.

Deberán comprobarse, con especial cuidado y rigor, las condiciones de figuración, cuando el producto $\gamma_s \cdot \gamma_f$ resulte inferior a 1,65.

TABLA 2. 2 Estados Límites Últimos Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1.50$	Reducido	+0,20
		Normal	0
		Intenso	-0,10

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.

(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

2.5.2. Hipótesis de Carga

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 utilizará en las comprobaciones relativas a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

Hipótesis I: $\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q$

Hipótesis II: $0.9(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q) + 0.9 * \gamma_{ig} * W$

Hipótesis III: $0.8(\gamma_{ig} * G + \gamma_{ig} * Q_{ea}) + F_{ea} + W_{ea}$

En estas expresiones:

G = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

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

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

W = Valor característico de la carga de viento.

W_{ea} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará: $W_{ea} = 0$

En situación topográfica muy expuesta al viento, se adoptará: $w_{ea} = 0.25W$

F_{ea} = Valor característico de la acción sísmica.

Cuando existan diversas acciones Q de diversos orígenes y de actuación conjunta compatible siendo pequeña la probabilidad de que algunas de ellas actúen simultáneamente con sus valores característicos, se adoptará en las expresiones anteriores, el valor característico de Q para la carga variable cuyo efecto sea predominante, y para aquellas cuya simultaneidad presente una probabilidad no pequeña, y 0.8 del característico para las restantes.

Cuando las cargas variables de uso sean capaces de originar efectos dinámicos, deberán multiplicarse por un coeficiente de impacto.

Cuando, de acuerdo por el proceso constructivo previsto, puedan presentarse acciones de importancia durante la construcción, se efectuará la comprobación oportuna para la hipótesis de carga más desfavorable que resulte de combinar tales acciones con las que sean compatibles con ellas. En dicha comprobación, podrá reducirse, en la proporción que el proyectista estime oportuno, el valor de los coeficientes de ponderación ($\gamma_{ig} = 1.60$) para los estados límites últimos recomendándose no bajar de $\gamma_1 = 1.25$.

2.5.2.1. Cargas para el cálculo de edificios

2.5.2.2. Cargas permanentes

Son todas las cargas constituidas por el peso propio de la estructura, el peso de todos los elementos contractivos fijos en instalaciones permanentes.

La determinación del peso de un cuerpo homogéneo se hará, en general multiplicando su volumen por su peso específico aparente.

Para los casos más frecuentes de fábricas y macizos pueden utilizarse los pesos por unidad de volumen consignados en la siguiente tabla:

TABLA 2. 3 Peso de Fábricas y Macizos

ELEMENTO	PESO (kg/m ²)
<i>A. Sillería</i>	

De basalto	3,000
De granito	2,800
De caliza compacta o mármol	2,800
De arenisca	2,600
De arenisca porosa o caliza porosa	2,400
<i>B. Mampostería con mortero</i>	
De arenisca	2,400
De basalto	2,700
De caliza compuesta	2,600
De granito	2,600
<i>C. Fábrica de ladrillo</i>	
Cerámico macizo	1,800
Cerámico perforado	1,500
Cerámico hueco	1,200
Silicocalcáreo macizo	2,000
<i>D. Fábrica de bloques</i>	
Bloque hueco de mortero(pesado)	1,600
Bloque hueco de mortero (ligero)	1,300
Bloque hueco de yeso	1,000
<i>E. Hormigones</i>	
De grava, armado	2,400
De grava, en masa	2,200
De cascote de ladrillo	1,900
De escoria	1,600
<i>F. Revestimientos</i>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1,900
Argamasa, cemento y arena	2,100
Argamasa de yeso	1,200

Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Meseguer,
Francisco Morán.

2.5.2.3. Cargas accidentales

Son todas las cargas que puedan actuar sobre la estructura en función de su uso (personas, muebles, vehículos, instalaciones amovibles, etc)

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente a este uso en la siguiente tabla.

TABLA 2. 4 Sobrecargas

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (kg/m²)
<i>A. Azoteas</i>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<i>B. Viviendas</i>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*
<i>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</i>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	*
<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	*
<i>E. Edificios docentes</i>	

Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	*
<i>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
Locales con asientos fijos	300
Locales son asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	*

Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Alvaro Garcia Meseguer.

2.5.3. Disposición de armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las longitudinales y las transversales.

2.5.3.1. Distancia entre barras

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras.

a) La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas, consecutivas salvo lo indicado en e), será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.

- 2 cm.
- El diámetro de la mayor.
- 1,2 veces el tamaño máximo del árido.

b) La distancia vertical libre, o espaciamiento, entre dos barras aisladas consecutivas cumplirá las dos primeras condiciones del párrafo anterior.

c) Como norma general, se podrán colocar en contacto dos o tres barras de la armadura principal siempre que sean corrugadas, cuando se trate de piezas comprimidas, hormigonadas en posición vertical y cuyas dimensiones sean tales que no hagan necesario disponer empalmes en las armaduras, podrán colocarse hasta cuatro barras corrugadas en contacto.

d) En los grupos de barras, para determinar las magnitudes de los recubrimientos y las distancias libres a las armaduras vecinas, se sustituye cualquier paquete de n barras del mismo diámetro por una barra ficticia, con el mismo centro de gravedad que el paquete y de un diámetro “equivalente” ϕ_n , dado por la expresión:

$$\phi_n = \phi^* \sqrt{n}$$

Si el paquete está formado por n barras de diámetros distintos, ϕ_n será el diámetro de la barra ficticia que tenga, igual área y el mismo centro de gravedad que el paquete.

a) En los grupos el número de barras y su diámetro, serán tales que el diámetro equivalente del grupo, definido en la forma indicada en el párrafo anterior, no será mayor que 50 mm, salvo en piezas comprimidas que se hormigonen en posición vertical, en las que podrá elevarse a 70 mm. La limitación anterior. En las zonas de traslape, el número máximo de barras en contacto, en la zona de empalme será cuatro.

2.5.3.2. Distancias a los paramentos

a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y el paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los 6/5 del tamaño máximo del árido. En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia, se partirá del diámetro equivalente ϕ_n

b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será igual a los valores que en función de las condiciones ambientales, se indican en la siguiente tabla

TABLA 2. 5 Recubrimientos mínimos en milímetros

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	losas ó láminas	Hormigón	
No severas (mm)	Moderadamente severas	Severas			H 12.5	H 40
					H 15	H 45
			H 17.5	H 50		

					H 20	H 55
15	25	35	+10	-5	+5	-5

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Las correcciones indicadas en la tabla pueden acumularse: pero, en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 15 mm.

c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control, y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 Mpa, podrá omitirse la limitación del párrafo a) relativa al tamaño máximo del árido y reducirse en 5 mm los valores del párrafo b).

d) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos, o a peligro de incendio, el recubrimiento vendrá fijado por el proyectista.

e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado, no será mayor de 4cm; pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados, si se hace previamente una capa de regularización; en los hormigonados con técnicas especiales y en aquéllos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presente un riesgo despreciable frente a incendios.

f) La distancia libre de los paramentos a las barras dobladas, no será inferior a dos milímetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.

g) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas deberán protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada para evitar la corrosión de las armaduras.

2.5.3.3. Doblado de armaduras

La operación de doblado se realizará en frío y a velocidad moderada, por medios mecánico no admitiéndose ninguna excepción en el caso de aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos especiales, admitiéndose sólo el doblado en caliente para barras de acero ordinario de diámetro igual o superior a 25 mm, siempre que no se alcance la temperatura correspondiente al rojo cereza oscuro (800°C) y se dejen enfriar las barras lentamente.

Las Normas Españolas establecen como diámetro interior mínimo de doblado de las barras d , definido por la triple condición:

$$d \geq \frac{2 * f_{yk}}{3 * f_{ck}} * \phi \quad ; \quad d \geq 10 * \phi \quad ; \quad d \geq d_m$$

Donde:

f_{yk} = Límite elástico característico del acero

f_{ck} = Resistencia característica del hormigón.

ϕ = Diámetro de la barra.

d_m = Diámetro del madril en el ensayo de doblado-desdoblado

No debe admitirse el enderezamiento de codos, incluidos los de suministro, salvo cuando esta operación pueda realizarse sin daño inmediato o futuro para la barra correspondiente.

2.5.3.4. Anclaje de las armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón sin peligro para éste. En general se efectúan mediante alguna de las disposiciones siguientes:

- Por prolongación recta.
- Por gancho o patilla
- Por armaduras transversales soldadas (caso de mallas, por ejemplo)
- Por disposiciones especiales.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza con respecto al hormigonado. Se distinguen la posición I y II:

a) Posición I: de adherencia buena, para las armaduras que, durante el hormigonado, forman con la horizontal un ángulo comprendido entre 45 y 90°, o que en el caso de formar un ángulo inferior a 45°, están situadas en la mitad inferior de la sección, o a una distancia igual o mayor a 30 cm. de la cara superior de una capa de hormigonado.

b) Posición II: de adherencia deficiente, para las armaduras que durante el hormigonado, no se encuentran en ninguno de los casos anteriores. En esta posición, las longitudes de anclaje serán iguales a 1,4 veces las de la posición I.

Debe disponerse armadura transversal:

- En el caso de anclajes de las barras de tracción, cuando no existe una comprensión transversal adecuada, por ejemplo, la originada por una reacción de apoyo.
- Siempre que se trate de anclajes de barras de compresión.

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}$$

Donde:

l_b = Largo de anclaje para una barra rectilínea.

f_{yd} = Tensión de cálculo de la armadura

ϕ = Diámetro de la armadura con la cual se está trabajando

τ_{bu} = Tensión de adherencia última del hormigón.

2.5.3.5. Empalme de las armaduras

Los empalmes de las barras pueden efectuarse mediante alguna de las disposiciones siguientes: por solape, por soldadura o por manguito u otros dispositivos.

Siempre que sea posible, debe evitarse que los empalmes de las armaduras trabajen a su máxima carga. También conviene alejar entre sí los empalmes de las distintas barras de una misma armadura, de modo que sus centros queden separados, en la dirección de las barras.

2.5.3.6. Empalmes por traslape o solape

Se efectúa adosando los extremos de las dos barras que se empalman en la posición que mejor permita el hormigonado, dejando una separación entre ellas de 4ϕ como máximo.

Cuando se empalman por solape barras lisas que trabajen a tracción se terminarán en gancho normal; en el caso de barras corrugadas no se dispondrán ni ganchos ni patillas.

El tamaño del empalme es igual al largo del anclaje corregido por un coeficiente ψ .

Que lleva en cuenta la cantidad de las barras traccionadas empalmadas en la misma región.

a) Empalmes sin ganchos $l_v = \psi * l_b$

b) Empalmes con gancho

$nb < 1,5$ Para barras lisas

$$l_v = \psi * l_b - 15 * \phi \geq \begin{cases} 20cm \\ 10\phi \\ 0.5 * l_b \end{cases}$$

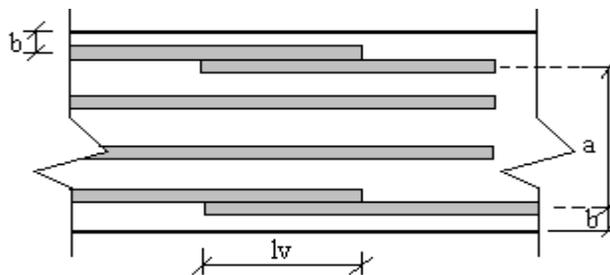
$nb \geq 1,5$ Para barras corrugadas

$$l_v = \psi * l_b - 10 * \phi \geq \begin{cases} 20cm \\ 10\phi \\ 0.5 * l_b \end{cases}$$

El coeficiente ψ depende de los siguientes factores:

- Del porcentaje de las barras empalmadas en la misma sección.
- De la distancia (a) entre los ejes del empalme en la misma sección.
- De la distancia (b) entre la barra empalmada del extremo y la fase externa de la pieza.

FIGURA 2. 1 Empalme por traslape o solape



Fuente: Google imágenes.

TABLA 2. 6 Porcentaje máximo de barras empalmadas con relación a la sección total del acero

DISTANCIA (a)	DISTANCIA(b)	COEFICIENTE
---------------	--------------	-------------

Entre ejes de empalme	Entre la barra externa de empalme y la fase externa de la pieza	Porcentaje máximo de barras empalmadas				
		20%	25%	33%	50%	>50%
$a \leq 10\phi$	$b \leq 5\phi$	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$a > 10\phi$	$b > 5\phi$	1	1,1	1,2	1,3	1,4

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Este es el porcentaje máximo permitido para el empalme de las barras traccionadas en una misma sección. En el caso de que las barras estén comprimidas se considera como una sección de buena adherencia y el coeficiente ψ es igual a 1, por lo tanto, el coeficiente no mayor a el largo del anclaje en zona comprimida:

$$l_v = l_b$$

2.5.4. Diseño de losas

2.5.4.1. Losa alivianada con viguetas pretensadas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión. El proyecto se elaborará con losas alivianadas, compuestas por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoformo. 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 depende del claro de la losa y existen desde 10 a 25 cm. La losa de compresión es el concreto colocado 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 colocado del concreto en la obra, se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si todo se colocara al mismo tiempo). La resistencia mínima del concreto colocado en obra será de $f_c = 25$ MPa, fabricado con tamaño máximo de agregado de 15 mm. (3/4"), y debe vibrarse para asegurar su penetración en las cuñas. Acero de refuerzo en losa de compresión. El

espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables. Para tener mayor capacidad de cargas en las losas se puede hacer uso del colocado de viguetas dobles, incremento de sección de los nervios resistentes. El espesor de la placa de compresión “ h_2 ” figura 2.11.

FIGURA 2. 2 Sistema de aplicación de la vigueta pretensada



Fuente: Ficha Técnica Vigas Pretensadas CONCRETEC

2.5.4.2. Viguetas pretensadas

En medio existen viguetas pretensadas y, el proveedor, será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la descripción de las viguetas. Según el tipo de piezas empleadas, cumplir en todo punto las siguientes recomendaciones (tabla 2.6), si se hará la comprobación de la fuerza de pretensado de la vigueta se deberán de verificar los esfuerzos admisibles y las pérdidas de pre esfuerzo.

TABLA 2. 7 Dimensiones de las viguetas

Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de complemento	h_1	de 10 a 25	de 12a 25
Altura de carpeta de compresión	h_2	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Fuente: Ficha Técnica Vigas Pretensadas CONCRETEC.

2.5.4.2.1. Esfuerzos admisibles

Son esfuerzos en el hormigón inmediatamente después de la transformación y antes de que ocurran las pérdidas, son los esfuerzos bajo cargas muertas y cargas vivas de servicio.

Esfuerzos de compresión en fibras extremas	$\sigma_{ti} = -0,6 * f'_{ci}$
Esfuerzos de tensión de fibras extremas	$\sigma_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'_{ci}}$
Esfuerzo de compresión en fibras extremas	$\sigma_{cf} = -0,45 * f'_c$
Esfuerzo de tensión de fibras extremas	$\sigma_{tf} = 1,60 * \sqrt{f'_c}$

2.5.4.2.2. Pérdidas de preesfuerzo

Las pérdidas de preesfuerzo en viguetas pretensadas pueden ser instantáneas o diferidas.

2.5.4.2.3. Las pérdidas instantáneas

Son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

Acortamiento elástico del hormigón

A medida que la fuerza en el tendón se transfiere al concreto, se presenta una deformación de compresión elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido.

$$\Delta f_{pES} = \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) * f_{cgp}$$

Donde:

E_{ci} = Módulo de deformación longitudinal del concreto para la edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas.

E_p = Módulo de deformación longitudinal de las armaduras activas.

2.5.4.2.4. Pérdidas deferidas

Se denomina pérdidas deferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras y se evalúa a detalle con las siguientes pérdidas:

- **Contracción del hormigón**

La contracción del hormigón es el resultado de la pérdida de humedad, debido a la relación agua-cemento, contenido de agregado, condiciones de medio ambiente, activos, la calidad de refuerzo y tipo de cemento.

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1,03 * H) * 10$$

H = El promedio anual de la humedad relativa del ambiente (%)

- **Fluencia lenta del hormigón**

Propiedad de muchos materiales mediante la cual, continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

$$\Delta f_{pCR} = k_{CT} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde:

f_{cds} = Esfuerzo en el hormigón en el centro de gravedad de los torones debido a cargas muertas que son aplicadas en el miembro después del pre esforzado.

$$\Delta_{pRZ} = [k_{re} - J * (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] * C$$

Donde:

Δf_{pES}= pérdida por acotamiento elástico del hormigón (lb/pulg²).

Δf_{pSR} = pérdida por contracción del hormigón (lb/pulg²).

Δf_{pCR}= pérdida por fluencia lenta del hormigón (lb/pulg²).

Los valores de **K_{re}** , **J** y **C**, se obtienen de la tabla 2.7 y tabla 2.8. Para entrar a la tabla 2.7 necesitamos los valores de **f_{pi}** y **f_{pu}** donde:

TABLA 2. 8 Valores de Kre y J

Tipo de cable	K_{re}(psi)	J
Cordón o alambre alivianado de tensiones grado 270	20000	0,15
Cordón o alambre alivianado de tensiones grado 250	18500	0,14
Alambre alivianado de tensiones grado 240 o 235	17600	0,13
Cordón de baja relajación grado 270	5000	0,040
Alambre de baja relajación grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajación grado 240 o 235	4400	0,035

Alambre de baja relajación grado 145 o 160	6000	0,05
--	------	------

Fuente: Apuntes de hormigón pretensado.

TABLA 2. 9 Valores de C

f_p/f_{pu}	Cordón o alambre Alivianado de tensiones	Barra alivianada de tensiones o cordón o cable de baja relajación
0.80	-	1,28
0.79	-	1,22
0.78	-	1,16
0.77	-	1,11
0.76	-	1,05
0.75	1.45	1,00
0.74	1.36	0,95
0.73	1.27	0,90
0.72	1.18	0,85
0.71	1.09	0,80
0.70	1.00	0,75

Fuente: apuntes de hormigón pretensado.

F_{pi} = Tensiones en el acero de pretensado debido a P_{pi}/A_{ps} ; P_{pi} = Fuerza de pretensado en los cables en la ubicación crítica del tramo luego de efectuar las reducciones debidas a las perdidas por fricción y en los dispositivos de anclaje, pero antes de efectuar las reducciones debidas al acortamiento elástico y todas las perdidas deferidas en el tiempo.

A_{ps} = Área total del acero de pretensado.

2.5.4.3. Armadura de distribución

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. Se recomienda colocar una armadura

de distribución (parrilla) de 6mm, cada 25 cm en ambas direcciones (figura 2.3). es importante que la ubicación de esta armadura sea lo más alta posible (3 a 4 cm, sobre el complemento), cuya área A, en cm²/m, cumplirá la condición.

$$A_{\min} \geq \frac{50 * h_o}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

A_{\min} = es la armadura de reparto (cm²/m); h_o = espesor de la losa de compresión (cm).

f_{sd} = resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa)

FIGURA 2. 3 Armadura de Distribución de la losa alivianada

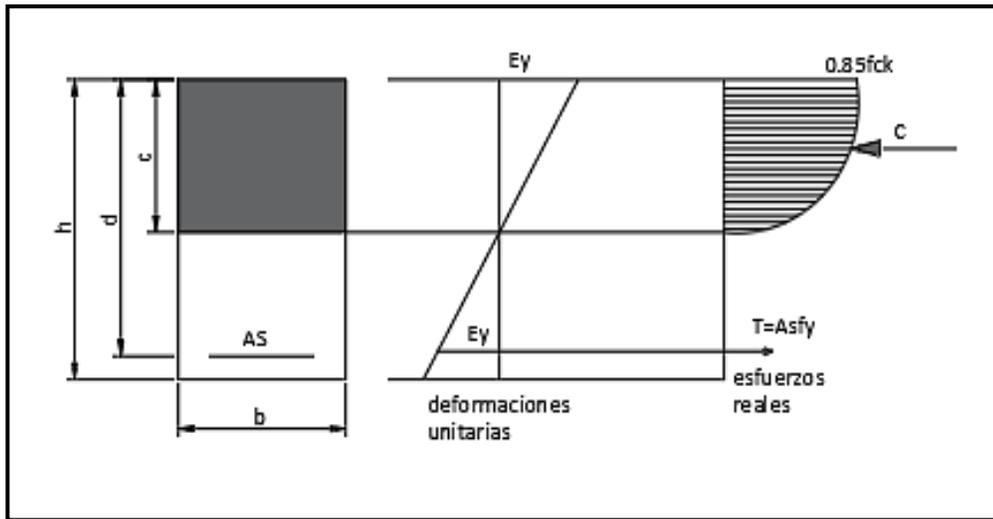


Fuente: CONCRETC

2.5.5. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. Solamente se analizará secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

FIGURA 2. 4 Esquema del comportamiento de una viga a flexión

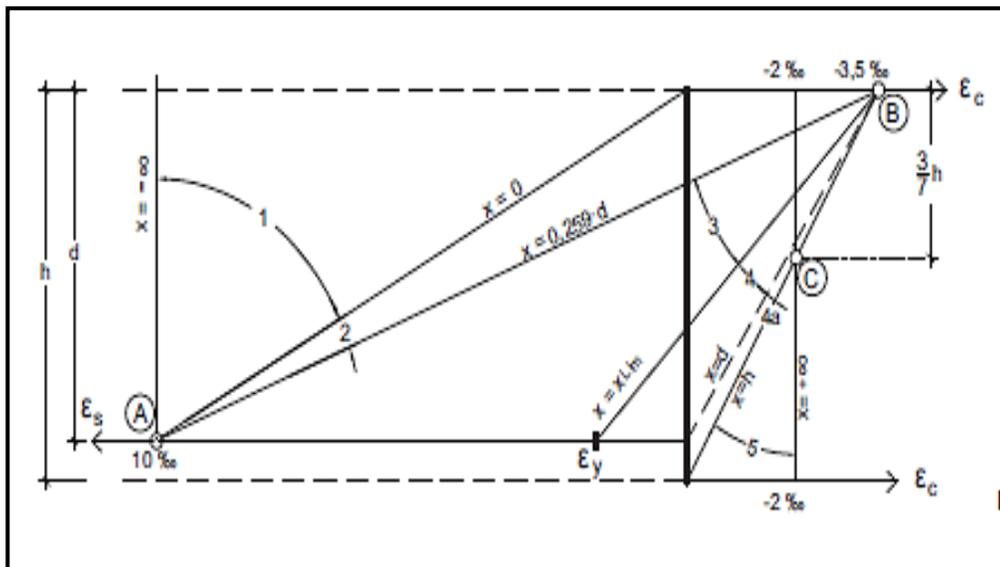


Fuente: Norma boliviana de hormigón armado CBH-87.

2.5.5.1. Dominios de deformación

Las deformaciones lineales de las secciones según la naturaleza de la sollicitación conducen a admitir varios dominios que han sido esquematizados en la (figura 2.14).

FIGURA 2. 5 Diagramas de pivotes



Fuente: Jiménez Montoya hormigón armado.

2.5.5.2. Cálculo a flexión simple

Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s . (Coeficiente de minoración de resistencia y mayoración de cargas).

$$M_d = \gamma_s * M$$

Se deberá calcular el momento reducido de cálculo con la siguiente ecuación:

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamado “canto útil”).

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

Se calculará el valor μ_{lim} , se obtiene de la tabla 3 anexo 3

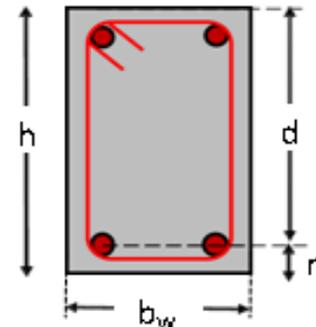
si $\mu_{lim} \geq \mu_d$ no se necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, la pieza no necesita armadura de compresión, sólo se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- a) Con el valor del momento reducido se entra a la tabla 4- anexo 9 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.
- b) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$A_s = \omega_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:



w = Cuantía mecánica de la armadura.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

A_s =Área de la armadura a tracción.

- c) Calcular la armadura mínima y el valor de ω_{min} se obtiene de la tabla 5 – anexo 9

$$A_{Smin} = \omega_{min} * bw * d$$

La ecuación que se muestra sólo es para secciones rectangulares.

La ecuación que se muestra sólo es para secciones rectangulares.

- d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.
Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

si $\mu_{lim} \leq \mu_d$ se necesita armadura a compresión.

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación.

- a) Determinar la cuantía mecánica para la armadura a tracción y compresión.

$$j = \frac{r}{d}$$

$$w_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{dlim}}{1 - j}$$

$$w_{s1} = w_{lim} + w_{s2}$$

Donde:

w_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 3 - anexo 9.

w_{s1} = Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

w_{s2} = Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

j = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r =Recubrimiento geométrico.

- b) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} * \omega_{s1} * bw * d}{f_{yd}} \qquad A_{s2} = \frac{f_{cd} * \omega_{s2} * bw * d}{f_{yd}}$$

Donde:

As1= Área de la armadura a tracción.

As2= Área de la armadura a compresión.

c) Calcular la armadura mínima y el valor de ω_{min} se obtiene de la tabla 5 – anexo 9

$$A_{Smin} = \omega_{min} * bw * d$$

d) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados. Tanto para **As1** como para **As2**

2.5.5.3. Esfuerzo cortante

En el dimensionamiento a corte en la situación de rotura suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una formula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras. El estado de agotamiento por esfuerzos cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua, en consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente.

$$V_{rd} < V_{u1} \qquad V_{rd} < V_{u2}$$

Donde:

V_{u1} = cortante último por compresión oblicua del alma.

V_{u2} = cortante de agotamiento por tracción del alma.

V_{rd} = cortante reducido de cálculo.

$$V_{rd} = V_d + V_{cd}$$

V_d = valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.

V_{cd} = valor de cálculo de la componente paralela a la sección, de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón en piezas de sección variables.

$$V_{rd} = V_d$$

Procedimiento de cálculo

2.5.5.3.1. Agotamiento por compresión oblicua del alma (V_{u1}):

Esta se comprueba en una sección situada sobre el borde del apoyo.

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

2.5.5.3.2. Cortante de agotamiento por tracción en el alma (V_{u2}):

$$V_{u2} = V_{cu} = f_{vd} * b_w * d$$

La comprobación correspondiente a V_{u2} se efectúa para una sección situada a una distancia del canto útil del borde del apoyo directo.

Donde:

$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$ = Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kp/cm²).

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma}$ = Resistencia de cálculo del hormigón (Kp/cm²).

d = Canto útil.

b = Ancho del alma.

2.5.5.3.3. Agotamiento de piezas con armaduras de cortante (V_d)

Esfuerzo cortante último con armadura transversal es.

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

Donde el primer término del segundo miembro es la contribución del hormigón y el segundo la contribución de las armaduras transversal. Por lo tanto:

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

Como contribución de las armaduras transversales (V_{su}) debe tomarse:

$$V_{su} = \frac{0,90 * d * A_{st} * f_{yd}}{s}$$

Se calcula el área de acero para 1m de cortante, utilizando V_{su}

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

Determinación del área mínima

$$A_{smin} = \frac{0,02 * f_{cd} * b_w * s}{f_{yd}}$$

Adoptamos el área mayor.

2.5.6. Diseño de columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, 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. Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes.

2.5.6.1. Compresión simple

La compresión simple corresponde al caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal N que actúa en el baricentro plástico de la sección. En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas recomiendan que las piezas sometidas a compresión se calculan con una excentricidad mínima accidental.

- **Excentricidad mínima de cálculo.**

La norma toma una excentricidad mínima ficticia, en dirección principal más desfavorable, igual al mayor de los valores, $h/20$ y 2cm siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

- **Excentricidad de primer orden.**

Será la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

Donde:

M = momento de diseño en la dirección “x” o “y”; N_d = normal de diseño.

2.5.6.2. Disposición relativa de las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos.

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

2.5.6.3. Cuantías límites

La norma boliviana de hormigón armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesto, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_{s1} * f_{yc,d} \geq 0,05 * N_d$$

$$A_{s1} * f_{yc,d} < 0,5 * f_{cd} * A$$

$$A_{s2} * f_{yc,d} \geq 0,05 * N_d$$

$$A_{s2} * f_{yc,d} < 0,5 * f_{cd} * A$$

Dónde:

$f_{yc,d}$ = Resistencia de cálculo del acero a compresión.

A1 y A2=Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

Nd=Esfuerzo normal mayorado de compresión.

fcd =Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

A= área de la sección total de hormigón.

Para el caso de compresión simple, con armadura total **As**, puede ponerse en la forma:

$$\mathbf{As * f_{yc,d} \geq 0,10 * Nd}$$

$$\mathbf{As * f_{yc,d} \geq f_{cd} * A_c}$$

Donde:

Ac = El área de la sección bruta de hormigón.

Fyd = Resistencia de cálculo del acero a compresión.

Nd = Esfuerzo axial de cálculo.

Fcd = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

As = El área de acero utilizado en la pieza de hormigón armado.

2.5.6.4. Pandeo en piezas comprimidas de hormigón armado

Una estructura se llama intraslacional si sus nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario.

La longitud de pandeo l_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la tabla 18 en función de la sustentación de la pieza. La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica

en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional.

$$l_o = \alpha * l$$

Para determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{I} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{I} \right) \text{ de todas las vigas}} \quad \Psi_B = \frac{\sum \left(\frac{EI}{I} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{I} \right) \text{ de todas las vigas}}$$

- **Esbeltez geométrica y mecánica.**

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \leq 35 \text{ esbeltez mecánica}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 10 \text{ esbeltez geométrica}$$

Donde

l_o = longitud de pandeo; i = radio de giro; k = coeficiente de pandeo.

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < \lambda_{lim}$ la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.

Según la instrucción española λ_{lim} está asociada a una pérdida de capacidad resistente menor del 10% respecto del soporte considerado corto y vale:

$$\lambda_{lim} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} * \left[1 + \frac{0,24}{\frac{e_2}{h}} + 3.4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} < 100$$

Donde:

V = axial reducido de cálculo que solicita al soporte.

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

e_1 = mayor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

e_2 = menor excentricidad de cálculo de primer orden del soporte.

h = dimensiones del soporte en el plano de flexión considerado.

C = coeficiente que depende de la disposición de armadura: 0.24 para armadura simétrica en las dos caras.

- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 58$), puede aplicarse el método general, para soportes de secciones y armadura constante
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

2.5.6.5. Armadura longitudinal

Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones:

- La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar su pandeo.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2.5.6.6. Armadura transversal

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón. El diámetro de la armadura transversal debe ser al menos igual a 6mm , o a la cuarta parte del diámetro máximo de las barras longitudinales comprimidas. La separación “s” entre estribos no debe sobre pasar a la menor de las tres cantidades siguientes:

- 12 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales.
- La menor dimensión del núcleo de la sección, limitado por el borde exterior de la armadura transversal.
- 300mm.

En pilares circulares (columnas), se puede utilizar estribos circulares o adoptar una distribución helicoidal de la armadura transversal.

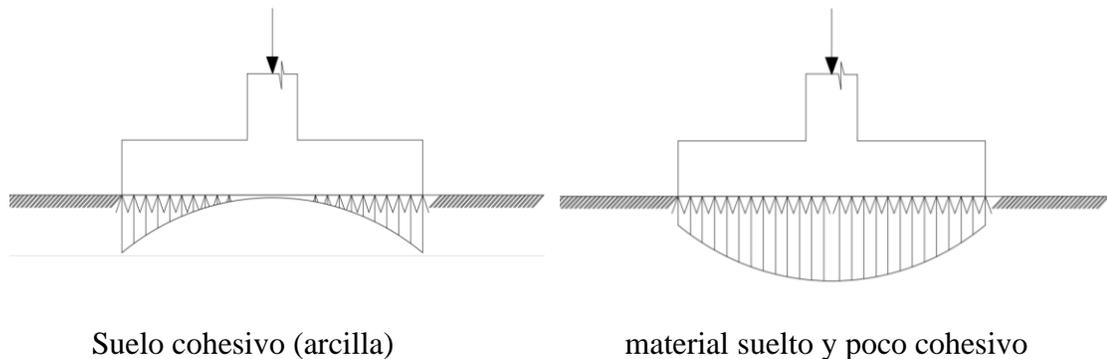
2.5.7. Diseño de zapatas aisladas

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. En este caso cada Zapata puede ser independiente una de otra por lo que se requiere que los asentamientos diferenciales entre ellas no excedan los asentamientos totales o diferenciales permitidos. Los asentamientos diferenciales pueden reducirse seleccionando el área apropiada del contacto de la Zapata y en ocasiones usando la rigidez de la superestructura. Generalmente las zapatas aisladas se usan sólo en suelos de baja compresibilidad y en estructuras donde los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser controlados por la flexibilidad de la súper estructura hoy Incluyendo los en el diseño de los nodos de la base de la estructura o articulando los nodos de manera que puedan tomar los asentamientos diferenciales y/o rotaciones sin dañar la estructura.

Por medio de análisis teóricos elásticos y observaciones se ha demostrado que la distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cargadas simétricamente no es uniforme la distribución de esfuerzos depende del tipo de material debajo de la Zapata y de la rigidez de la Zapata misma. Para zapatas sobre material suelto y poco cohesivo las partículas del suelo tienden a desplazarse hacia los extremos quedando relativamente confinadas en el centro.

En el caso general de zapatas rígidas sobre suelos cohesivos la distribución de presiones es máxima en los extremos y mínima en el centro.

FIGURA 2. 6 *Distribución de zapatas en suelos cohesivos y poco cohesivos*



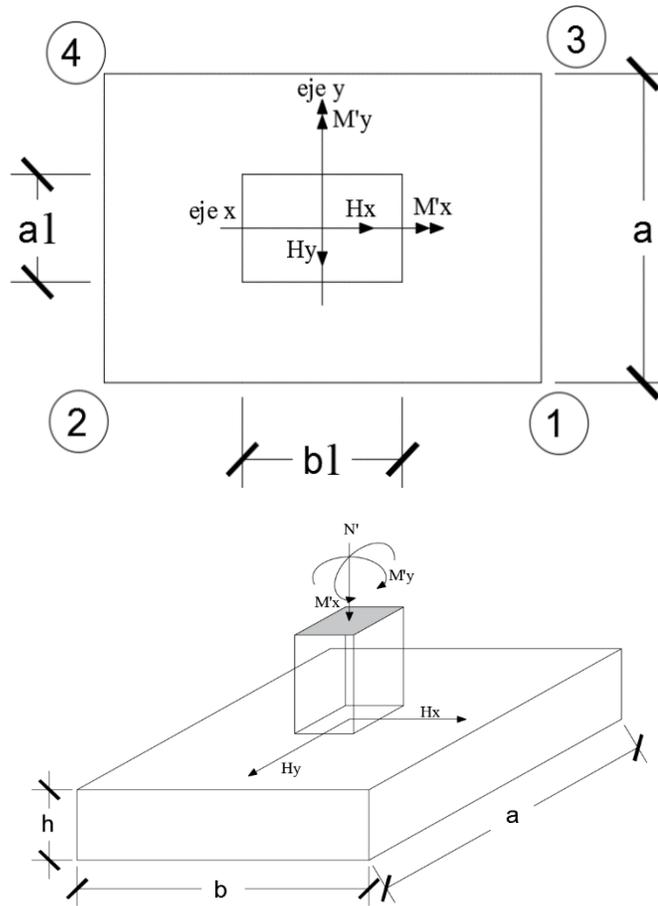
Fuente: Google imágenes.

En el diseño (práctica profesional) se hacen las siguientes hipótesis:

- 1) La distribución de presiones es lineal,
- 2) la losa de la Zapata se considera rígida,
- 3) lo se admiten tensiones en el terreno.

Proceso de cálculo

FIGURA 2.7 *Solicitaciones presentes en una zapata aislada*



Fuente: Google imágenes

DATOS:

$M'x$ = Momento en el eje x.

$M'y$ = Momento en el eje y.

H_y = Cortante en el eje y.

H_x = Cortante en el eje x.

N' = Carga total que llega a la zapata.

$\bar{\sigma}_{adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo.

Una vez definidos todos nuestros datos, se precede a calcular la zapata con los siguientes pasos:

PASO 1. Determinar el peso total “N” que soportara la zapata

Primeramente, se aproximamos el peso de la zapata como el 5% del peso total “N” que llega a la zapata, entonces el peso total “N” (carga que llega a la zapata más el peso de la zapata) es:

$$N = 1.05 N$$

PASO 2. 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” tal que:

$$A = a b$$

Debe recordarse que los valores de “a” y “b” deben ser dimensiones constructivas.

Escogidos los valores de “a” y “b” se calcula el esfuerzo máximo “ σ_1 ” que se presentará en la zapata dado por:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{ab^2} + \frac{6Mx}{ba^2}$$

En esta etapa hay que verificar que:

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

Si no cumple se debe escoger otro valor de área y determinar los valores de “a” y “b” para luego repetir el paso de calcular el esfuerzo máximo en la zapata y verificar que se cumpla la desigualdad $\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$

PASO 3. Determinar el canto útil “d” y el canto total “h” de la zapata

primero se debe calcular la resistencia de diseño para el hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Donde:

f_{cd} = resistencia de diseño del Hormigón.

f_{ck} = resistencia característica del Hormigón.

γ_c = Coeficiente de seguridad para el Hormigón (1.5).

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

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

Donde:

$$f_{cd} = \text{kg/cm}^2.$$

γ_1 = Coeficiente que normalmente vale 1,6.

$$\bar{\sigma}_{adm} = \text{kg/cm}^2.$$

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

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{a1 * b1}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{a1 + b1}{4} \\ \frac{2(a - a1)}{4 + k} \\ \frac{2(b - b1)}{4 + k} \\ 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$h = d + c$$

PASO 4. Se determina la carga real “N” que actuará en la zapata

Con las dimensiones ya definidas en el paso 3, se calcula el peso real de la zapata dada por:

$$\text{Peso Zapata} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a * b * h = 2.4 \left(\frac{tn}{m^3} \right) * a * b * h$$

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

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

PASO 5. Cálculo de los momentos corregidos

Como existen fuerzas cortantes (H_x y H_y) en la base de la zapata, es necesario calcular los momentos corregidos debido a estas fuerzas, 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.

PASO 6. Cálculo de los esfuerzos en la zapata

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

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a * b^2} + \frac{6Mx}{b * a^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{N}{A} + \frac{6My}{a * b^2} - \frac{6Mx}{b * a^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{N}{A} - \frac{6My}{a * b^2} - \frac{6Mx}{b * a^2}$$

Es importante entender que la distribución de esfuerzos depende de la clase de suelo, pero para los fines prácticos se supone que el suelo genera esfuerzos lineales y utilizando las fórmulas de resistencia de materiales tenemos que los efectos debidos a flexocompresión están dados por las anteriores fórmulas. En esta etapa se tiene que verificar que la mayoría del área de la zapata este comprimida, para lo cual el área comprimida tiene que ser mayor que la mitad del área total. Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la sección.

Luego se debe de verificar:

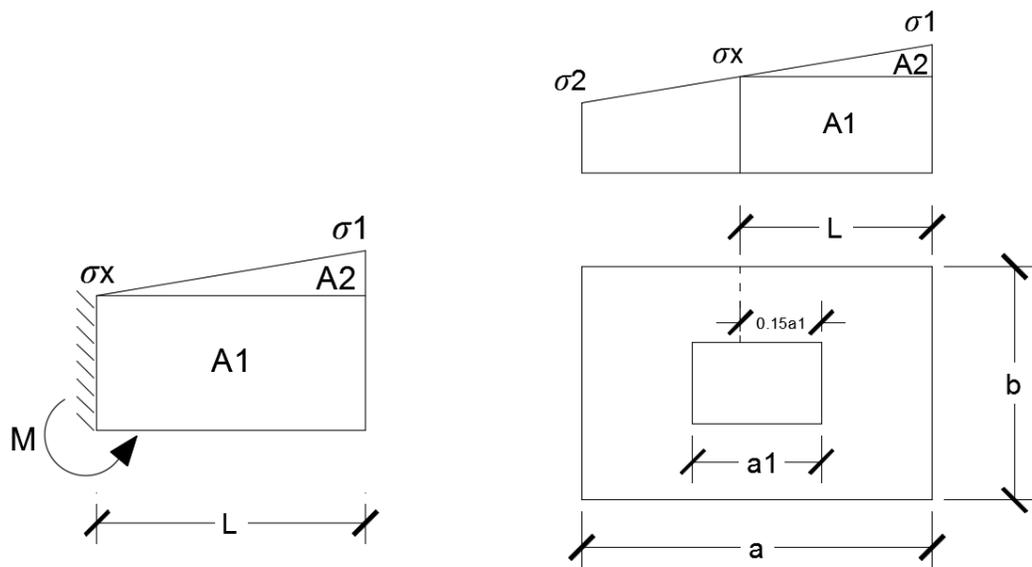
$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_{adm}$$

Si no cumpliría esta verificación se debe cambiar el área de la zapata.

PASO 7. Cálculo del momento de diseño

Para el momento de diseño se escoge el sector más comprimido y se halla el momento a una distancia del 0.15 a 1.

FIGURA 2. 8 Momento de diseño



Fuente: Google imágenes

De la figura 2.14 se pueden deducir las siguientes ecuaciones:

$$L = \frac{a - a1}{2} + 0,15 * a1$$

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

Donde el momento viene dado por la siguiente expresión.

$$M = A1 * D1 + A2 * D2 = \sigma_x * L \left(\frac{L}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_x)L}{2} = \frac{L^2}{3} \left(\sigma_1 + \frac{\sigma_x}{2} \right) \text{ (ton.m/m).}$$

Para las unidades que se tiene que ton.m/m = 10⁵ kg. En cm/cm. Finalmente el momento de diseño es:

$$M_d = 1,6 * M_b$$

PASO 8. Cálculo del área de acero

Con el momento de diseño expresado en (Kg. cm) se determina el momento reducido dado por:

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 f_{cd}} < 0,2517$$

Donde:

b = 100 cm. (por metro).

d = canto útil.

f_{cd} = Resistencia de diseño del Hormigón.

M_d = Momento de diseño.

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

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

Hay que verificar que la cuantía mecánica mínima es $\omega_{\min} = 0,0015$. Con este valor se determina el área de acero por metro.

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

PASO 9. Verificación al vuelco

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N_a}{2 * M_y} \\ \frac{N_b}{2 * M_x} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

PASO 10. Verificación al deslizamiento

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N * \tan \varphi_d}{Hx} \\ N * \tan \varphi_d \\ \frac{Hy}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

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

φ = ángulo de rozamiento interno

Para suelos cohesivos arcillosos

$$\left. \begin{array}{l} \frac{AC_d}{Hx} \\ \frac{AC_d}{AC_d} \\ \frac{Hy}{Hy} \end{array} \right\} \geq \gamma = 1,5$$

$$C_d = \frac{2}{3} C$$

C = cohesión

A = a*b

Donde:

A = área de la base de la zapata medianera.

$\varphi_d = (2 * \varphi / 3)$ = Valor de cálculo del Angulo de rozamiento interno.

$C_d = 0,50 * C$ = Valor de cálculo de la cohesión.

2.5.8. Diseño de escalera

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre sí los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños que están formados por huellas, contrahuellas y rellenos.

Proceso de cálculo

p = huella

cp = contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas el momento de diseño será: $M_{U \text{ Diseño}} = \alpha * M_{\text{max}}$

Dónde:

$$\alpha = 0,8-1,0$$

➤ **Cálculo del espesor de la loza de la escalera**

$$t = \frac{L_n}{25} = \frac{L_n}{20}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

$$h_o = \frac{t}{\cos \theta}$$

$$h_m = h_o + \frac{cp}{2} = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

L_n = Longitud horizontal de la escalera

h = Proyección vertical de t

h_m = Altura media

➤ Cálculo de la carga última

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

$$q_u = P_p + A_{cab} + S_c$$

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión¹.

➤ Cálculo del canto útil

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

$$d = t - \left(r + \frac{\Phi}{2} \right)$$

Φ = Diámetro del hierro

➤ Cálculo de la armadura positiva

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

f_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²)

f_y = Límite de fluencia del acero (kg/cm^2)

➤ **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^\circ \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad S = \frac{b \cdot 2 \cdot r - \phi}{N^\circ \text{ barras} - 1} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$
$$\rho_{\min} \ 0,0018 < \rho < \rho_{\max} \ 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} \quad A_{s \min} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad A_{s \min} < (-)A_s$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot t \quad S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_ϕ = Área de la barra de hierro

2.6. Planificación y presupuesto de obra

2.6.1. Especificaciones Técnicas

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

Con el fin de regular la ejecución de las obras, expresamente el pliego de especificaciones deberá consignar las características de los materiales que hayan de emplearse, los ensayos a los que deben someterse para comprobación de condiciones que han de cumplir, el proceso de ejecución previsto; las normas para la elaboración de las distintas partes de obra, las instalaciones que hayan de exigirse, las precauciones que deban adoptarse durante la construcción; los niveles de control exigidos para los materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

2.6.2. Cómputos Métricos

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

2.6.3. Precios Unitarios

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

- Costo de materiales.
- Costo de mano de obra.
- Desgaste de herramientas o reposición de equipos.
- Gastos generales.
- Utilidad.

Tomado en cuenta como beneficios sociales el 60% de la mano de obra; como herramientas menores el 5%, de la mano de obra, IVA será 13%, como gastos generales el 10% y como utilidad el 10%, IT se toma 3%.

2.6.4. Presupuesto del Proyecto

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionado a una serie de factores de los cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación, mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

2.6.5. Cronograma de Ejecución del Proyecto

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

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis de la Topografía

Se realizó el levantamiento topográfico con el manejo de la ESTACIÓN TOTAL–SOKKIA SET 630RK y de este se obtienen las curvas de nivel y la ubicación de las coordenadas del terreno para el emplazamiento de la estructura.

El terreno asignado para la construcción del Bloque Principal Aulas del Instituto Tecnológico Bermejo tiene una superficie de 676 m²; donde topográficamente se considera una superficie semiplana con un desnivel inferior al 5%, el detalle del levantamiento topográfico del terreno se encuentra en el Anexo II (Topografía)

FIGURA 3. 1 Lugar de Emplazamiento



Fuente: Elaboración propia.

3.2. Análisis y resultados del estudio de suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de penetración estándar “S.P.T.” en el área de emplazamiento. Dicho ensayo se realizó en dos pozos, con una profundidad de hasta 2 m en cada uno. También se extrajo el material necesario para realizar los ensayos correspondientes para su clasificación.

Para el Pozo N°1 se realizó el ensayo a una profundidad de 1,50 a 1,80 m donde se pudo determinar un tipo de suelo en el estrato, que clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “CL” suelo arcilloso limoso de color marrón rojizo de mediana plasticidad, con una capacidad portante de 2,10 kg/cm² con características medianamente compacta.

Para el Pozo N°2 se realizó el ensayo a una profundidad de 1,50 a 2,00 m donde se pudo determinar otro tipo de suelo en el estrato, clasificando por el Sistema Unificado (SUCS), es un “OH” suelo arcilloso limoso orgánico de color café oscuro de mediana a alta plasticidad, con una capacidad portante de 2,25 kg/cm² respectivamente también posee característica medianamente compacta.

Una vez analizado los dos pozos se llegó a la conclusión que se posee un terreno favorable con buenas características en toda la zona de emplazamiento, como así también la capacidad portante del suelo es buena y firme, apta para ser fundada, por lo que para el proyecto se empleará cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas, a una profundidad de 1,50 m cota rasante del nivel del terreno considerando un esfuerzo admisible del suelo de 1,80 kg/cm² por ser el más desfavorable y para trabajar en favor de la seguridad.

TABLA 3. 1 Capacidad Portante del suelo

Sondeo S.P.T.	Profundidad Ensayo (m)	Nro. golpes	σ_{adm} (kg/cm²)
Pozo 1	1,50	17	1,80
Pozo 2	2,00	19	1,90

Fuente: Datos empresa consultora Apolo.

Posteriormente se realizó el cálculo de la resistencia admisible del suelo mediante los métodos teóricos de Therzaghi y Meyerhof para su comparación con los resultados obtenidos en el estudio SPT. De los cuales se obtuvo resistencias de 2,13 kg/cm² y 2.84 kg/cm² que son mayores a las del estudio SPT por ende, para el desarrollo del proyecto se utilizara la resistencia admisible menor del estudio σ_{adm} 1.80 kg/cm².

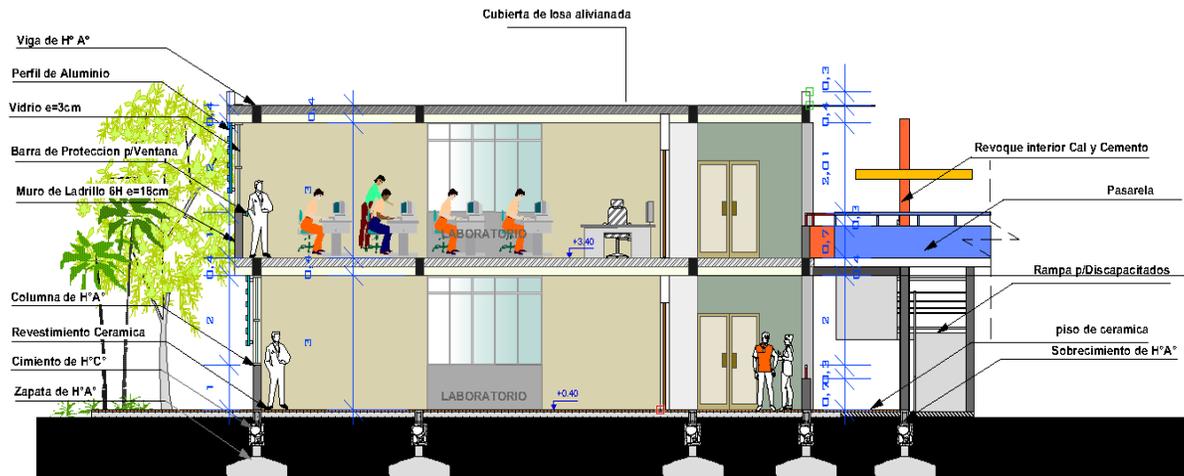
El detalle de las planillas del estudio de suelos se encuentra adjunta en el Anexo III del presente trabajo.

3.3. Diseño Arquitectónico

A continuación, se presenta la arquitectura del Bloque Principal Aulas del Instituto Tecnológico Bermejo, la cual consta con los siguientes ambientes:

- ✓ Planta baja: Presenta tres aulas múltiples, dos laboratorios y dos baños.
- ✓ Primer Piso: Presenta tres aulas múltiples y dos salas de computación.

FIGURA 3. 2 Vista en perspectiva del edificio



Fuente: Plano Arquitectónico.

Los planos arquitectónicos fueron diseñados y proporcionados por la Sub Gobernación de la ciudad de Bermejo se encuentran en el Anexo IX (Planos arquitectónicos).

3.4. Idealización de la estructura

Todos los elementos serán diseñados siguiendo estrictamente el Código Boliviano del Hormigón Armado (CBH-87)

Justificando cada elección, y buscando siempre la mejor opción técnica y económica para el resultado final.

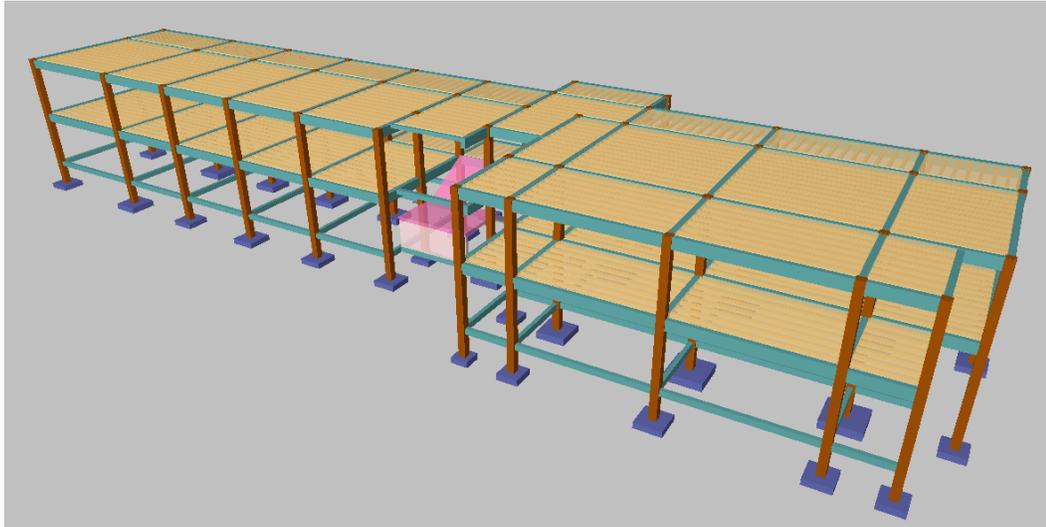
La descripción del modelo estructural obedece a la siguiente clasificación:

3.4.1. Estructura de Sustentación

- ✓ **Fundaciones:** Compuesta por zapatas aisladas, nivel de fundación a 1,5 m.
- ✓ **Columnas:** Compuesta por secciones rectangulares.
- ✓ **Vigas y sobrecimientos:** Compuestas de secciones rectangulares.

- ✓ **Entrepisos:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas.
- ✓ **Cubierta:** Constituida por losa alivianada con viguetas pretensadas.

FIGURA 3. 3 Ilustración del Esquema Estructural



Fuente: Paquete estructural Cypecad 2017.

3.5. Cálculo y diseño estructural

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2017, con base en la norma boliviana CBH-87 y todos los resultados de los estudios previos.

3.5.1. Datos para el cálculo estructural

Los datos de entrada serán los siguientes: La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-210 control normal, el acero será AH-5000 control normal, el tamaño máximo de árido será de 1,5 cm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

TABLA 3. 2 Datos de entrada para el cálculo.

Dato	Valor	Unidades
------	-------	----------

Resistencia del hormigón	H-210 Control normal	kg/cm ²
Resistencia del acero	AH-5000 Control normal	kg/cm ²
Tamaño máximo de árido	1,5	cm
Esfuerzo admisible del suelo	1,80	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Análisis de acciones sobre la estructura

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa del *Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1* y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

3.5.2.1. Estados de carga

Para poder realizar las hipótesis de cargas para el dimensionamiento, las cargas deben cuantificarse por separado la carga permanente y la carga viva, donde se describe en detalle a continuación.

3.5.2.2. Análisis de cargas permanentes

Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

Peso propio de los elementos

- **Sobrepiso y acabados**

Para precisar esta carga se tomará en cuenta el peso del piso y el peso del cielo raso.

El peso del piso se fijará con la siguiente expresión.

$$P_{piso} = \gamma_{piso} * e$$

Donde:

Ppiso = peso del piso en (kg /m²)

γ piso = Peso específico del material a utilizar para el piso, se consideró un peso específico de 1800 kg/m³, para baldosa cerámica

e = Espesor a considerar para el diseño (1cm)

$$P_{\text{piso}} = 1800 \text{ kg/m}^3 * 0,01 \text{ m} = \mathbf{18 \text{ kg/m}^2}$$

El peso del cielo raso se determina con la siguiente expresión

$$P_{\text{cr}} = \gamma_{\text{yeso}} * e$$

Donde:

Pcr = Peso del cielo raso (kg/m²)

γ Yeso = Peso específico del material, se consideró un peso específico de 1250 kg/m³

e = Espesor a considerar para el diseño (2cm)

$$P_{\text{cr}} = 1250 \text{ kg/m}^3 * 0,02\text{m} = \mathbf{25 \text{ kg/m}^2}$$

- **Carpeta de Nivelación**

El mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m³

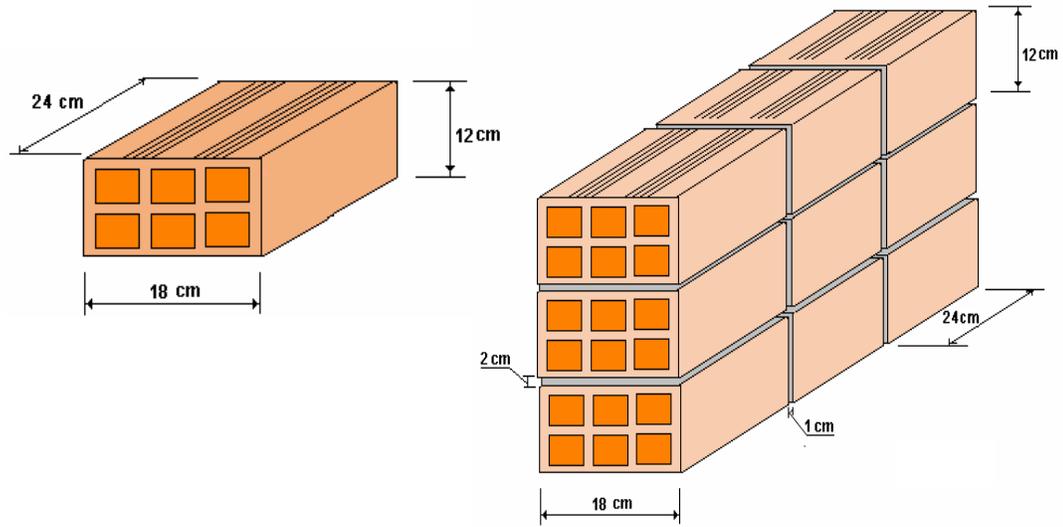
Peso de la carpeta de nivelación: 2100 kg/m³*0,02 m = **42 kg/m²**

Por lo tanto, la carga de sobrepiso y acabado por metro cuadrado que actúa sobre los ambientes será:

$$Q_{\text{sa}} = P_{\text{piso}} + P_{\text{cr}} + P_{\text{cn}} = 18 \text{ kg/ m}^2 + 25 \text{ kg/m}^2 + 42 \text{ kg/m}^2 = 85 \text{ kg/m}^2$$

Se empleará la carga de acabado (CM)= 0,085 Tn / m² (CYPE)

- **Carga de muro de ladrillo 6 huecos e = 18 cm** (Exterior)



- Junta Vertical = 1 cm.
- Junta Horizontal = 2 cm

$$\text{Número de ladrillos en 1 m horizontal} = \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} = 4 \frac{Pza}{m}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100\text{ cm}}{14\text{cm}} = 7,14 \frac{Pza}{m}$$

$$\text{Conjunto de ladrillos en } 1\text{m}^2 \text{ de muro} = 4 * 7,14 = 28,56 \frac{Pza}{m^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en } 1\text{ m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 28,56 = 148055,04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en } m^2 = 100*100*18 - 148055,04 = 31944,96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0,0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

- Enfoscado o revoque de cemento 21 kg/m²
- Revoque de yeso 12 kg/m²

Se sabe por la información del fabricante que 1 ladrillo pesa = 3,6 kg (unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m³, por lo que el peso de muro por m² es:

$$28,56 \frac{Pza}{m^2} 3,6 \frac{Kg}{Pza} + 21 \frac{kg}{m^2\text{cm}} 1\text{cm} + 12,0 \frac{kg}{m^2\text{cm}} 1\text{cm} + 2100 \frac{kg}{m^3} 0,0319 \frac{m^3}{m^2} = 202,81 \frac{kg}{m^2}$$

La altura del muro que se tiene es de $h = 3,4$ m para lo cual el:

$$PM = 3,4 * 202,81 = 689,55 \text{ kg/m}$$

- **Peso de muro de ladrillo 6 huecos $e = 12$ cm (interior)**

Junta Vertical = 1 cm.

Junta Horizontal = 2 cm.

$$\text{Número de ladrillos en 1 m Horizontal} = \frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 4 \frac{Pza}{ml}$$

$$\text{Cifra de ladrillos en 1 m Vertical} = \frac{100 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 5 \frac{Pza}{ml}$$

$$\text{Cantidad de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 * 5 = 20 \frac{Pza}{m^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 20 = 103680 \text{ cm}^3/m^2$$

$$\text{Vol. de mortero en 1 m}^2 \text{ de muro} = 100 * 100 * 12 - 103680 = 16320 \text{ cm}^3/m^2 = 0,0163 \text{ m}^3/m^2$$

Peso de revestimiento por cm de espesor

- Enfoscado o revoque de cemento 21 kg/m^2
- Revoque de yeso 12 kg/m^2

Se sabe por laboratorio que 1 ladrillo pesa = $3,6$ kg (por unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m^3 , por lo que el peso de muro por m^2 es:

$$20 \frac{Pza}{m^2} 3,6 \frac{Pza}{m^2} + 12 \frac{Pza}{m^2 \text{ cm}} 1 \text{ cm} + 12 \frac{Pza}{m^2 \text{ cm}} 1 \text{ cm} + 2100 \frac{\text{kg}}{m^3} 0,0163 \frac{m^3}{m^2} = 130,23 \frac{\text{kg}}{m^2}$$

La altura del muro es de $3,4$ m para la planta baja por lo cual el peso muro por metro es:

$$P = 3,4 \text{ m} * 130,23 \text{ kg/m}^2 = 442,78 \text{ kg/m}$$

3.5.2.3. Carga viva

Las cargas vivas o sobrecargas de uso que se utilizarán en la edificación serán en primera instancia la sobrecarga **Aulas de centros de educación 300kg/m²**, y en segunda instancia se cargará solo las zonas de escaleras y accesos que tiene el edificio, la sobrecarga **Escaleras de centros de educación 400kg/m²** que se obtendrán del siguiente cuadro:

TABLA 3. 3 Sobrecargas de Uso utilizadas en el Diseño

Tipo de servicio	Sobrecargas Uniforme (kg/m²)
CENTROS DE EDUCACION	
Aulas	300
Corredores en pisos superiores	400
Corredores en planta baja	500
Talleres	350
Laboratorios	300
Escaleras	400

Fuente: IBNORCA, Anteproyecto Norma Boliviana APNB 1225002-1

TABLA 3. 4 Sobrecargas de uso en Cubiertas

Tipo de servicio	Sobrecargas Uniforme (kg/m²)
CUBIERTAS	
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	400
Azoteas accesibles privadamente	300
Azoteas inaccesibles	100

Fuente: IBNORCA, Acciones sobre las estructuras NB 1225002-2

3.5.2.4. Carga de Viento

En el cálculo se considera una velocidad básica del viento de 50,20 m/seg de acuerdo a los datos del SENAMHI para la ciudad de Bermejo.

TABLA 3. 5 Velocidades Básicas del viento en ciudades

ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V(m/seg)
Bermejo, Aeropuerto	Tarija	50,2

Fuente: IBNORCA, Acciones sobre las estructuras NB 1225003-1

3.5.3. Losa

Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas, de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH87. Según CBH-87 en el punto **9.9.10.4.3** dice, los forjados de semiviguetas o nervados, tendrán una placa superior de hormigón cuyo espesor h_0 , cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

- con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm ni a “ $a/6$ ”: siendo “ a ” la distancia del punto considerado al centro de la pieza.

Datos:

$a = 22$ cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$ cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$h_0 \geq \frac{a}{6} \geq 3 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \geq 3.66 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Altura H y tipo de vigueta

La altura del complemento y el tipo de vigueta están determinados por la longitud que debe cubrir la vigueta, estos parámetros ya se encuentran estandarizados por el fabricante.

TABLA 3. 6 Dimensiones de losa alivianada con viguetas

SECCIÓN DE LOSA	TIPO DE PLASTOFORMO	DIMENSIONES				PESO PROPIO kg/m ²	VOLUMEN DE HORMIGÓN m ³ /m ²	DOSIFICACIÓN DE HORMIGÓN			
		a cm	h cm	e cm	d cm			Agua lts	Cemento kg	Arena m ³	Cascajo m ³
	PB 10/100/44	50	10	5	15	165	0,054	10	20	0,030	0,043
	PB 12/100/44	50	12	5	17	178	0,059	11	22	0,032	0,047
	PB 15/100/44	50	15	5	20	196	0,067	13	25	0,037	0,054
	PB 15/100/34					235	0,083	16	31	0,046	0,066

Fuente: Ficha técnica Pretensa

- **Cargas actuantes en la losa de cubierta**

Peso acabado =	85	kg/m ²
Peso propio de la losa =	245	kg/m ²
Carga viva =	300	kg/m ²

$$CM=330 \text{ kg/m}^2 \qquad CV=300 \text{ kg/m}^2$$

Combinación de carga:

$$Q=1,6 \cdot CM+1,6 \cdot CV \rightarrow Q=1008 \text{ kg/m}^2$$

De la tabla anterior sabemos que a es igual a 50 cm.

$$q = 1008 \cdot 0,50 \text{ m} = 504 \text{ kg/m}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud L = 6 m

Momento flector que debe resistir las viguetas prefabricadas:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 2661,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Según la ficha técnica propuesta por la empresa PRETENSA nos proporciona sus tipos de viguetas y sus respectivos esfuerzos admisibles según producción estándar. Para la Vigueta Tipo 8 su momento flector admisible es de 2661,75 kg·m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta Tipo 8 en la losa superior de cubierta.

$$M_{max} < M_{adm}$$

$$2661,75 \text{ kg}\cdot\text{m} < 2790 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

TABLA 3. 7 Momentos admisibles

Eje entre viguetas	Tipos de viguetas- Momento admisibles para 0,5m							
a (cm)	TIPO 1 kg.m	TIPO 2 kg.m	TIPO 3 kg.m	TIPO 4 kg.m	TIPO 5 kg.m	TIPO 6 kg.m	TIPO 7 kg.m	TIPO 8 kg.m
50	732	1050	1165	1470	1743	1949	2247	2790

Fuente: Ficha Técnica Pretensa

- **Cargas actuantes en la losa de entrepiso**

$$\begin{aligned} \text{Peso acabado} &= 85 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso propio de la losa} &= 245 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Carga viva} &= 300 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$CM=330 \text{ kg/m}^2 \quad CV=300 \text{ kg/m}^2$$

Combinación de carga:

$$Q=1,6\cdot CM+1,6\cdot CV \rightarrow Q=1008 \text{ kg/m}^2$$

a es igual a 50 cm la separación entre viguetas

$$q=1008 \cdot 0,50\text{m} = 504 \text{ kg/m}$$

Longitud de la losa mayor, se presenta una vigueta de longitud L = 6 m

Momento flector que debe resistir las viguetas prefabricadas:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 2661,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

TABLA 3. 8 Momentos admisibles

Eje entre viguetas	Tipos de viguetas- Momento admisibles para 0,5m							
a (cm)	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5	TIPO 6	TIPO 7	TIPO 8
	kg.m	kg.m	kg.m	kg.m	kg.m	kg.m	kg.m	kg.m
50	732	1050	1165	1470	1743	1949	2247	2790

Fuente: Ficha Técnica Pretensa

Para la Vigueta Tipo 8 su momento flector admisible es de 2790 kg.m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta Tipo 8.

$$M_{max} < M_{adm}$$

$$2661,75 \text{ kg}\cdot\text{m} < 2790 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

- **Cálculo de la armadura de distribución**

En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de distribución constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplirá la condición:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Dónde:

$h_o = 5 \text{ cm}$: Espesor en cm de la losa de hormigón en el centro de la pieza.

$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$: Resistencia de cálculo de la armadura de reparto en MPa.

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5 \text{ cm}}{434,78 \text{ MPa}} = 0,575 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{434,78 \text{ MPa}} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \geq 0,575 \geq 0,46$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,575 \text{ cm}^2/m$$

Se considerara un diametro mnimo de las barras de: $\emptyset = 6 \text{ mm}$; $A_{s \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$ y una separacion entre barras de 30 cm como máximo.

El numero de barras necesarias por cada metro es de ($N^{\circ} Fe$):

$$N^{\circ} Fe = \frac{A_s}{A_{s \phi 6}} = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s \phi 10} = 3 * 0,283 \text{ cm}^2 = 0,849 \text{ cm}^2/m$$

Dónde:

$$0,849 > 0,575 \quad \text{Satisfactorio.}$$

Por lo tanto se utilizaran: 3 \emptyset 6 mm c/30 cm

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano. Por lo que estas armaduras se dispondran sobre la losa como una parrilla, formando recuadros de 30x30 cm.

3.5.4. Viga

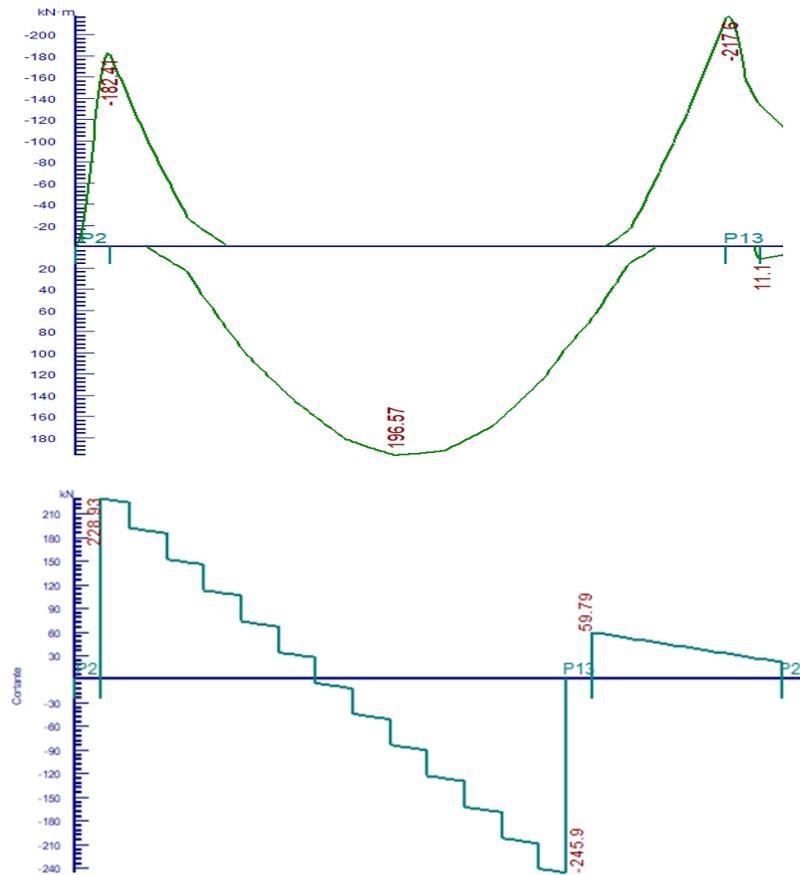
Los cálculos y diseño serán realizados para los estados limites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

3.5.4.1. Diseño en E.L.U.-

Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

FIGURA 3. 4 Envolventes de M, V



Fuente: Cypecad 2017.

Diseño de la viga que esta entre el pilar P2 - P13 de la primera planta a flexión y corte

Momento mayorado

$$M_d = 19658 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Base de la Viga

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

Canto de la Viga

$$h = 60 \text{ cm}$$

Resistencia del Hormigón

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Acero

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de calculo del Hormigón

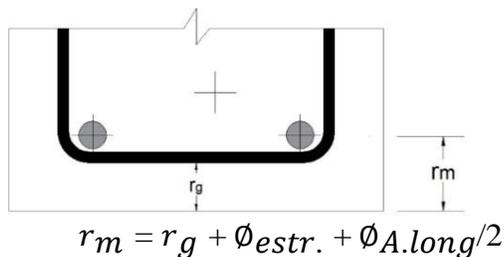
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de calculo del Acero $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$

Momento reducido Limite $\mu_{lim} = 0,319$

Recubrimiento geométrico $r_g = 3 \text{ cm}$

Recubrimiento mecánico de la viga



Para determinar el canto útil, se asumió un estribo $\phi 8$ y acero longitudinal de $\phi 16$.

$$r_m = 3 + 0,8 + 0,8 = 4,6 \text{ cm}$$

$$d = h - r_m = 60 - 4,6 = 55,4 \text{ cm}$$

3.5.4.2. Armadura longitudinal

Momento reducido de cálculo:

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

$$\mu_d = \frac{1965700}{30 \cdot 55,4^2 \cdot 140} = 0,152$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$0,152 <$$

0,319 *no necesita armadura a compresion*

Como no se requiere de armadura de compresión, se deberá disponer con 2 barras longitudinales de 12 mm como mínimo.

Se utilizará: 2 $\Phi 12 \text{ mm}$

Armadura en tracción

Con $\mu_d=0,152$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene

“ w_s ” $\rightarrow w_s = 0,1694 \rightarrow$ *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} =$$

$$A_s = 0,1694 \cdot 30 \cdot 55,4 \cdot \frac{140}{4347,83} = 9,06 \text{ cm}^2$$

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero

$f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow w_{s \text{ mín}} = 0,0028 \rightarrow$ *Cuantía mecánica mínima*

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0028 \cdot 30 \cdot 55,4 = 4,65 \text{ cm}^2$$

Número de barras y diámetro:

Se adopta el mayor valor, la armadura es de **9,06 cm²**

$$3\phi 20 \text{ mm} \Rightarrow 3 * \frac{\pi}{4} * 2^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$9,42 \text{ cm}^2 > 9,06 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2de - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1} =$$

$$s = \frac{30 \text{ cm} - 3 * 2,0 \text{ cm} - 2 * 0,8 - 2 * 2,5 \text{ cm}}{3 - 1} = 8,70 \text{ cm}$$

Para el momento positivo se usará: 3Ø20mm

TABLA 3. 9 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	3Ø20mm	As= 9,42 cm ²	0	0%
Verificación Manual	3Ø20mm	As= 9,42 cm ²		

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.3. Determinación de la Armadura Negativa

$$M_{\text{izquierdo}} = 18241 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

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

$$\mu_d = \frac{1824100}{30 \cdot 55,4^2 \cdot 140} = 0,141$$

$$\mu_d < 0,319$$

0,141 < 0,319 *no necesita armadura a compresion*

De $\mu_d = 0,141 \rightarrow w_s = 0,1558$ *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,1558 \cdot 30 \cdot 55,4 \cdot \frac{140}{4347,83} = 8,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0028 \cdot 30 \cdot 55,4 = 4,65 \text{ cm}^2$$

El área adoptada es de **8.33 cm²**

$$3 \phi 20 \text{ mm} \Rightarrow 3 * \frac{\pi}{4} * 2,0^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$9,42 \text{ cm}^2 > 8,33 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} \cdot \phi - 2de - 2 \cdot r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30\text{cm} - 3 \cdot 2,0\text{cm} - 2 \cdot 0,8 - 2 \cdot 2,5\text{cm}}{3 - 1} = 8,7 \text{ cm}$$

Para el momento negativo izquierdo se usará: **3Ø20mm**

TABLA 3. 10 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	3Ø20mm	As= 9,42 cm ²	0	0%
Verificación Manual	3Ø20mm	As= 9,42 cm ²		

Fuente: Elaboración propia.

Determinación de la Armadura Negativa:

$$M_{\text{derecho}} = 21760 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento reducido de cálculo

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

$$\mu_d = \frac{2176000}{30 \cdot 55,4^2 \cdot 140} = 0,169$$

$$\mu_d < 0,319$$

0,169 < 0,319 *no necesita armadura de compresión*

Con $\mu_d = 0,169 \rightarrow w_s = 0,1911$ *Cuantía mecánica*

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,1911 \cdot 30 \cdot 55,4 \cdot \frac{140}{4347,83} = 10,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0,0028 \cdot 30 \cdot 55,4 = 4,65 \text{ cm}^2$$

El área adoptada es de **10.23 cm²**

$$3\phi 20\text{mm} \Rightarrow 3 * \frac{\pi}{4} * 2,0^2 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 12\text{mm} \Rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} * 1,2^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,68 \text{ cm}^2$$

$$11,68 \text{ cm}^2 > 10,23 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{b_w - N^{\circ} \text{ de barras} * \phi - 2de - 2 * r}{N^{\circ} \text{ de barras} - 1}$$

$$s = \frac{30\text{cm} - 3 * 2,0 \text{ cm} - 2 * 1,2 \text{ cm} - 2 * 0,8 \text{ cm} - 2 * 2,5\text{cm}}{5 - 1} = 3,75 \text{ cm}$$

Para el momento negativo derecho se usará: 3Ø20mm+2Ø12mm

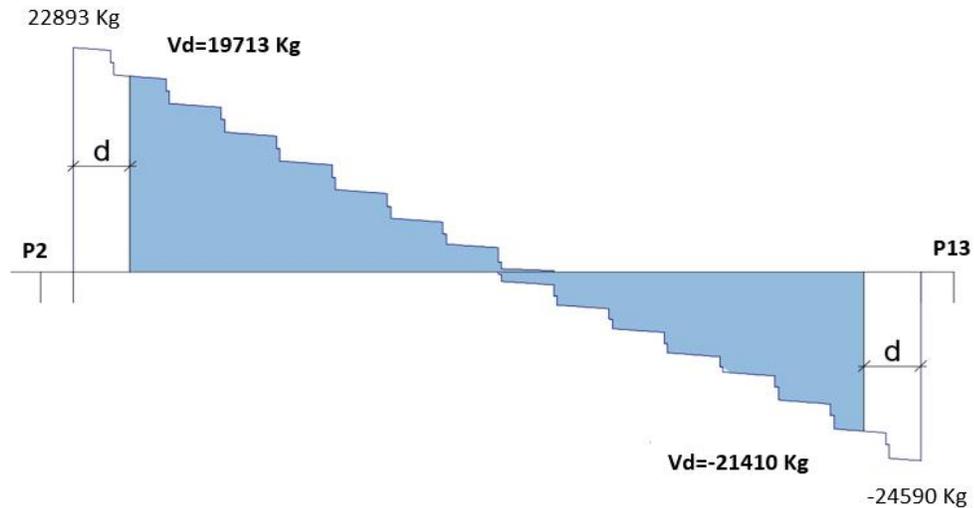
TABLA 3. 11 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	4Ø20mm	A _s = 12,56 cm ²	0,88	7,00%
Verificación Manual	3Ø20mm 2Ø12mm	A _s = 11,68 cm ²		

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.4. Armadura transversal izquierda

FIGURA 3. 5 Cortante de diseño



Fuente: CYPECAD 2017.

Cálculo del cortante de la izquierda

Cortante de diseño	$V_d = 19713 \text{ kg}$
Base de la Viga	$b_w = 30 \text{ cm}$
Canto de la Viga	$h = 60 \text{ cm}$
Canto Util de la Sección	$d = 55,4 \text{ cm}$
Resistencia del Hormigón	$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia del Acero	$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia de cálculo del Acero	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia de cálculo del Hormigón	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{210}{1,5} = 140 \text{ kg/cm}^2$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 5,92 \cdot 30 \cdot 55,4 = 9839,04 \text{ kg}$$

- **Cortante de agotamiento por compresión del alma:**

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot 140 \cdot 30 \cdot 55,4 = 69804 \text{ kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \rightarrow \text{Necesita armadura transversal}$$

$$19713 \leq 9839,04 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$9839,04 < 19713 < 69804 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$19713 \geq 69804 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 19713kg - 9839,04 = \mathbf{9873,96 kg}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{9873,96kg * 100cm}{0,90 * 55,4cm * 4200kg/cm^2} = \mathbf{4,72 cm^2}$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 30 * 100 * \frac{140}{4200} = \mathbf{2cm^2}$$

Se escoge el área mayor de las dos que sería: **4,72 cm²**

Para una pierna seria:

$$A_{st1} = \frac{4,72}{2} = \mathbf{2,36 cm^2}$$

Adoptamos un diámetro de **ϕ 8 mm**

Área de la barra

$$A_{s\phi 8} = 0,503 cm^2$$

Número de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{2,36}{0,503} = \mathbf{4,69 \approx 5}$$

Armadura de las barras

$$A_{st1} = 0,503 * 5 = \mathbf{2,52 cm^2}$$

Distribución de las barras

$$S = \frac{100}{5} = \mathbf{20 cm}$$

Para el cortante de la izquierda se usará: ϕ8 c/20 cm

TABLA 3. 12 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	Ø8 c/20cm	As= 2,52 cm ²	0	0,00%
Verificación Manual	Ø8 c/20cm	As= 2,52 cm ²		

Fuente: Elaboración propia.

3.5.4.5. Armadura transversal para la derecha

$$V_d = 21410 \text{ kg}$$

La resistencia convencional del hormigón a cortante es:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,92 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al esfuerzo cortante

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 5,92 \cdot 30 \cdot 55,4 = 9839,04 \text{ kg}$$

- **Cortante de agotamiento por compresión del alma:**

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

$$V_{ou} = 0,30 \cdot 140 \cdot 30 \cdot 55,4 = 69804 \text{ kg}$$

- Caso 1:

Utilizar armadura mínima:

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \rightarrow \text{Necesita armadura transversal}$$

$$21410 \leq 9839,04 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- Caso 2:

Calcular la armadura transversal:

$$V_{cu} < V_d < V_{ou}$$

$$9839,04 < 21410 < 69804 \quad \text{Cumple !!!}$$

- Caso 3:

Es necesario aumentar las dimensiones de la sección:

$$V_d \geq V_{ou}$$

$$21410 \geq 69804 \quad \text{No Cumple !!!}$$

- **Cortante resistida por el acero:**

Como estamos en el caso 2 son válidas las dimensiones de la viga, pero en las proximidades de sus apoyos, hay que disponer de armadura transversal para el exceso de esfuerzo cortante.

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 21410 - 9839,04 = \mathbf{11570,96 \text{ kg}}$$

- **Armadura Transversal:**

$$A_s = \frac{V_{su} * s}{0,90 * d * f_{yd}} = \frac{11570,96 \text{ kg} * 100 \text{ cm}}{0,90 * 55,4 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{5,53 \text{ cm}^2}$$

- **Armadura Transversal mínima:**

$$A_{smin} = 0,02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{smin} = 0,02 * 30 * 100 * \frac{140}{4200} = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

Se escoge el área mayor de las dos que sería: **5,53 cm²**

Para una pierna seria:

$$A_{st1} = \frac{5,53}{2} = \mathbf{2,77 \text{ cm}^2}$$

Adoptamos un diámetro de **ϕ 8 mm**

Área de la barra $A_{s \phi 6} = 0,503 \text{ cm}^2$

Numero de estribos

$$N^{\circ}_{estribos} = \frac{2,77}{0,503} = 5,5 \approx 6$$

Armadura de las barras

$$A_{st1} = 0,503 * 6 = 3,02 \text{ cm}^2$$

Distribución de las barras

Para el cortante de la derecha se usará: $\varnothing 8$ c/15 cm

TABLA 3. 13 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	$\varnothing 10$ c/25cm	$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$	0,12	3,87%
Verificación Manual	$\varnothing 8$ c/15cm	$A_s = 3,02 \text{ cm}^2$		

Fuente: Elaboración Propia.

3.5.4.6. Cálculo del Anclaje:

- **Barras en posición 1**

La norma CBH-87 en su punto 12.1.3 dice:

La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta l_b , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes fórmulas:

$$l_{bl} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing \geq 15 \text{ cm}$$

FIGURA 3. 6 Anclaje en Barras Corrugadas en Posición I



Fuente: Elaboración propia.

\varnothing = diámetro de la barra, en cm [2,0 cm]

m= coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3 [15]

f_{yk} = límite elástico garantizado del acero. [5000 kg/cm²]

$$l_{bl} = 15 * 2,0^2 \geq \frac{5000}{200} * 2,0 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bl} = 60 \text{ cm} \geq 50 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

Pero la terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$l_{neta} = 0,70 * l_{bl} \geq 10 * \phi \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 0,70 * 60 \text{ cm} \geq 10 * 2,0 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 42 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta \text{ posición I}} = 42 \text{ cm}$$

- **Barras en posición II**

La norma CBH-87 en su punto 12.1.3 dice:

La longitud práctica de anclaje, en prolongación recta l_b , puede calcularse, para las barras corrugadas, mediante las siguientes fórmulas:

$$l_{bII} = 1,4 * m * \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \phi \geq 15 \text{ cm}$$

FIGURA 3. 7 Anclaje en Barras Corrugadas en Posición II



Fuente: elaboración propia.

Donde:

ϕ = diámetro de la barra, en cm [2,0 cm]

M = coeficiente numérico, con los valores indicados en la tabla 12.1.3 [15]

f_{yk} = límite elástico garantizado del acero. [5000 kg/cm²]

$$l_{bII} = 1,4 * 15 * 2,0^2 \geq \frac{500}{14} * 2,5 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{bII} = 84,00 \text{ cm} \geq 89,29 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

En este caso se debe elegir el mayor valor $l_{bII} = 89,29 \text{ cm}$

Pero la terminación en patilla normalizada de cualquier anclaje de barras corrugadas, permite reducir a longitud neta de anclaje a:

$$l_{neta} = 0,70 * l_{bII} \geq 10 * \phi \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 0,70 * 89,29 \text{ cm} \geq 10 * 2,5 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta} = 62,50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_{neta \text{ posición II}} = \mathbf{62,50 \text{ cm}}$$

Por razones constructivas y a favor de la seguridad se dará una longitud de patilla de 62,50 cm a todos los elementos.

3.5.4.7. Verificación de la Flecha Máxima:

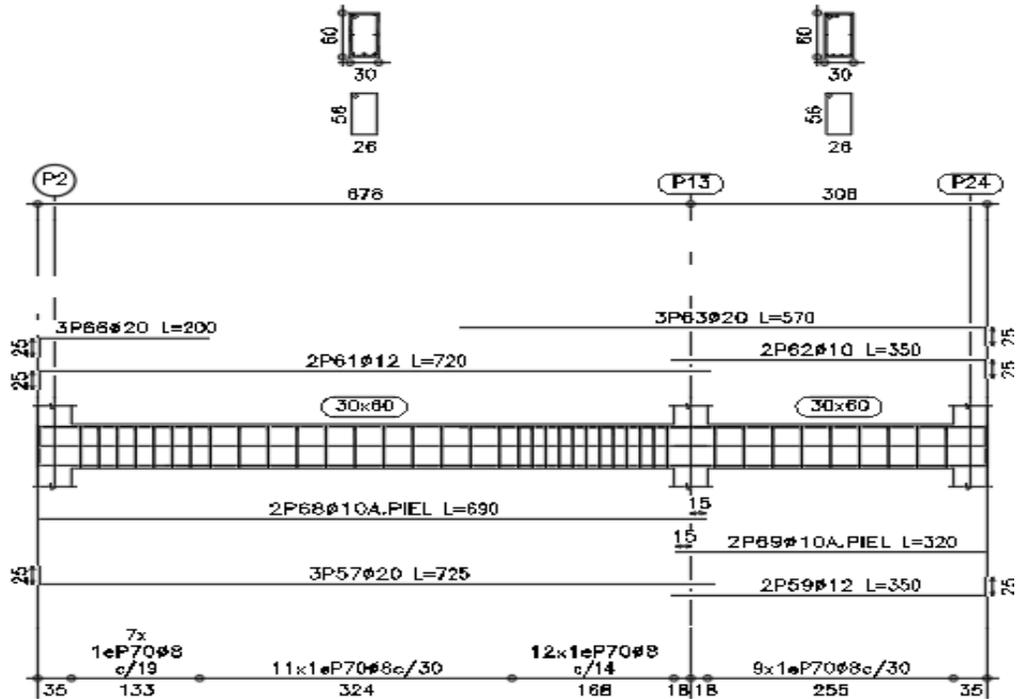
Según el programa tenemos una flecha máxima de:

$$f_{max} = 1,07 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L_{viga}}{500} = \frac{660 \text{ cm}}{500} = 1,32 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \Rightarrow 1,07 \text{ cm} < 1,32 \text{ cm} \quad \mathbf{OK!!!!}$$

FIGURA 3. 8 Disposición de la Armadura en la Viga.



Fuente: Elaboración propia.

3.5.5. Diseño Estructural de la Columna P9

Los datos serán obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos (mayorados), correspondientes a la combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones, de la planta baja de la estructura.

FIGURA 3. 9 Esfuerzos de diseño de la columna P9



Fuente: CYPECAD 2017.

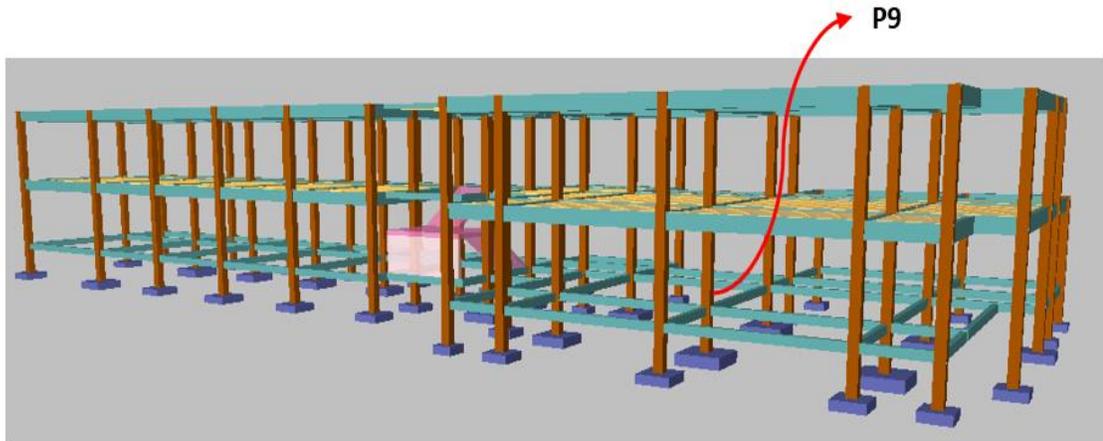
Datos de la columna P9.

Axil de Calculo	$N_{max} = 87710 \text{ kg}$
Dimensiones	$a = b = 35 \text{ cm}$
Área	$A = 1200 \text{ cm}^2$
Momento de cálculo en dirección x	$M_x = 5750 \text{ kg.m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_y = 3302 \text{ kg.m}$
Recubrimiento Mecánico	$r_{mec} = 2,5 + 0,6 + 0,8 = 3,9 \text{ cm}$
Canto Útil	$d = 31,1 \text{ cm}$

- **Resistencia de cálculo de los materiales**

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,50} = \frac{210}{1,50} = 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5000}{1,15} = 4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

FIGURA 3. 10 Ilustración de la Columna en estudio P9



Fuente: Programa Cypecad.

Para la Viga de 20x30 se tiene:

$$I_x = 45000,00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 20000,00 \text{ cm}^4$$

Para la Viga de 25x50 se tiene:

$$I_x = 260416,67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 65104,17 \text{ cm}^4$$

Para la Columna de 35x35 se tiene:

$$I_x = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 125052,08 \text{ cm}^4$$

- **Longitud de pandeo.**

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vx3}}{L_{V3}} + \frac{I_{Vx4}}{L_{V4}} + \frac{I_{Vy1}}{L_{V1}} + \frac{I_{Vy2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{125052,08 \text{ cm}^4}{340} + \frac{125052,08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{260416,67 \text{ cm}^4}{650} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{650} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{400} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{660}} = 0,71$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vy3}}{L_{V3}} + \frac{I_{Vy4}}{L_{V4}} + \frac{I_{Vx1}}{L_{V1}} + \frac{I_{Vx2}}{L_{V2}}}$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{125052,08 \text{ cm}^4}{340} + \frac{125052,08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{65104,17 \text{ cm}^4}{650} + \frac{65104,17 \text{ cm}^4}{650} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{400} + \frac{260416,67 \text{ cm}^4}{660}} = 0,61$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{cx3}}{L_{c3}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vx7}}{L_{V7}} + \frac{I_{Vx8}}{L_{V8}} + \frac{I_{Vy5}}{L_{V5}} + \frac{I_{Vy6}}{L_{V6}}}$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{125052,08 \text{ cm}^4}{150} + \frac{125052,08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{45000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{400} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{660}} = 5,60$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{cy3}}{L_{c3}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{Vy7}}{L_{V7}} + \frac{I_{Vy8}}{L_{V8}} + \frac{I_{Vx5}}{L_{V5}} + \frac{I_{Vx6}}{L_{V6}}}$$

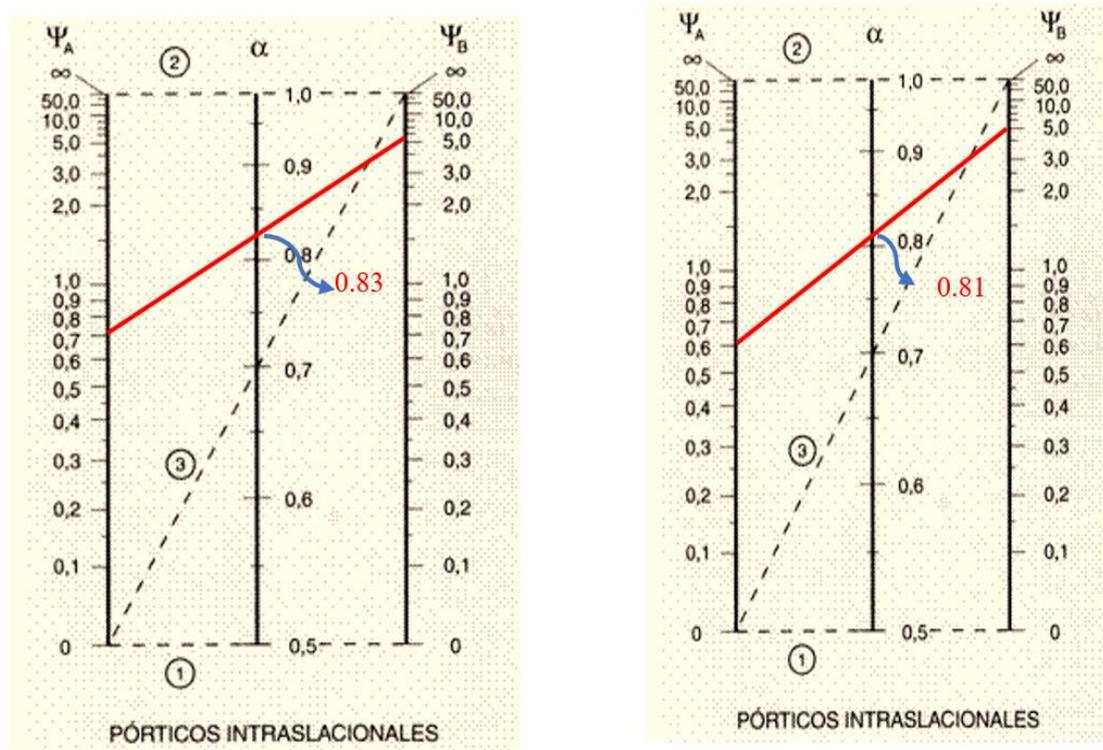
$$\psi_{BY} = \frac{\frac{125052.08 \text{ cm}^4}{150} + \frac{125052.08 \text{ cm}^4}{320}}{\frac{20000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{20000 \text{ cm}^4}{650} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{400} + \frac{45000 \text{ cm}^4}{660}} = 5,05$$

$$\psi_{AX} = 0,71 ; \psi_{BX} = 5,60$$

$$\psi_{AY} = 0,61 ; \psi_{BY} = 5,05$$

Con estos valores se ingresa al Nomograma confeccionado por Jackson y Moreland correspondiente a pórticos intraslacionales obteniendo de este modo el factor de longitud de pandeo " α " y con este valor la longitud de pandeo " l_0 ".

FIGURA 3. 11 Nomograma para Determinar la Longitud de Pandeo



Fuente: Apuntes de Hormigón Armado de Borja Varona Moya.

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 0,83 * 3,20 = 2,66 \text{ m}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l = 0,81 * 3,20 = 2,59 \text{ m}$$

- **Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:**

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2,66 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00125 \text{ m}^4}{0,1225 \text{ m}^2}}} = 26,33$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2,59 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,00125 \text{ m}^4}{0,1225 \text{ m}^2}}} = 25,64$$

Como $\lambda < 35$, se trata de una columna corta. Por lo tanto, no es necesario efectuar alguna comprobación a pandeo.

- **Excentricidades de cálculo:**

Excentricidad mínima accidental:

$$e_c = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1,75 \text{ cm} \geq 2 \text{ cm}$$

Adopto:

$$e_a = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{5750 \text{ Kg.m}}{87710 \text{ Kg}} = 0,0655 \text{ m} = 6,55 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{3302 \text{ Kg.m}}{87710 \text{ kg}} = 0,0376 \text{ m} = 3,76 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{fx} = e_{ox} + e_a = 2 \text{ cm} + 6,55 \text{ cm} = 8,55 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_a = 3,76 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 5,76 \text{ cm}$$

- **Diseño a flexión esviada:**

Esfuerzo Reducido

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{87710 \text{ kg}}{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 * 35} = 0,51$$

Momento reducido

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{fx}}{h * b^2 * f_{cd}} = \frac{87710 \text{ kg} * 8,55 \text{ cm}}{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_x = 0,13$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{fy}}{b * h^2 * f_{cd}} = \frac{87710 \text{ kg} * 5,76 \text{ cm}}{35 \text{ cm} * (35 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\mu_y = 0,05$$

El mayor de los momentos reducidos será μ_1 , y el menor μ_2 , para entrar a los ábacos, y así determinar la cuantía mecánica.

$$\mu_1 = 0,13$$

$$\mu_2 = 0,084$$

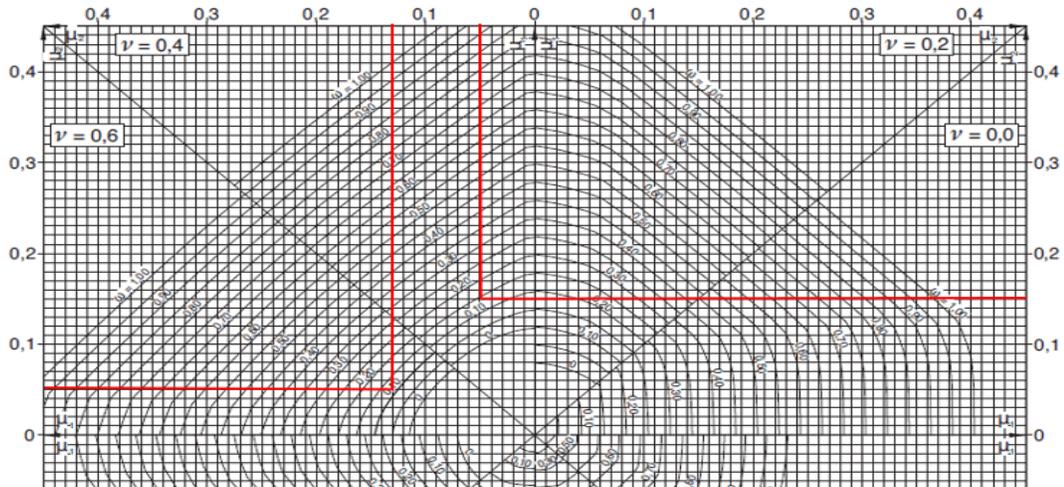
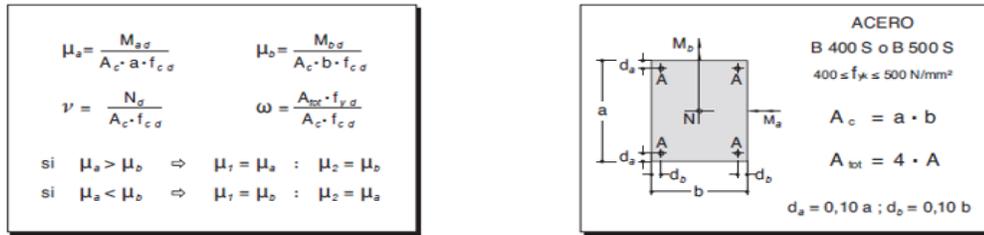
- **Cuantía mecánica**

Los ábacos en roseta para flexión esviada, están expuestos en el libro de Jiménez Montoya. De donde se elige el diagrama correspondiente en función de la disposición de armadura, recubrimientos relativos, tipo de acero y límite elástico del mismo.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tienen se ha elegido el ábaco en roseta correspondiente a uno formado por ocho barras.

FIGURA 3. 12 Abaco en Roseta para Flexión Esviada.

ÁBACO EN ROSETA PARA FLEXIÓN ESVIADA



Fuente: Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya.

Se obtiene:

Para $\nu = 0,4$ $\omega = 0,22$

Para $\nu = 0,6$ $\omega = 0,20$

Luego, interpolando, para $\nu = 0,51$ resulta necesaria una cuantía $\omega = 0,21$

- **Cálculo de la armadura longitudinal**

Determinación de la armadura total (As):

$$A_{s\ total} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,21 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 140}{4347,83}$$

$$A_{s\ total} = 8,28 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,005 * b * h = 0,005 * 35 \text{ cm} * 35 \text{ cm} = 6,125 \text{ cm}^2$$

Asumimos como área necesaria el mayor valor.

$$A_s = 8,28 \text{ cm}^2$$

Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 16\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 2,01\text{cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 16}} = \frac{6,125 \text{ cm}^2}{2,01 \text{ cm}^2} = 3,05 \approx \mathbf{4 \text{ Barras}}$$

$$4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 1,6^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 12 \text{ mm} \Rightarrow 2 * \frac{\pi}{4} * 1,6^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,30 \text{ cm}^2$$

$$10,30 \text{ cm}^2 > 8,28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, para esta columna se usará: $4\phi 16\text{mm} + 2\phi 12\text{mm}$

Nota: Se dispondrán 4 barras de $\phi 16$ en cada esquina de la columna + 2 barras de $\phi 12$ en la cara X de la columna.

TABLA 3. 14 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	4 ϕ 16mm 2 ϕ 12mm	$A_s = 10,30\text{cm}^2$	0	0%
Verificación Manual	4 ϕ 16mm 2 ϕ 12mm	$A_s = 10,30\text{cm}^2$		

Fuente: Elaboración Propia.

- **Cálculo de la armadura transversal de la columna:**

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{Estribo} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} * \phi \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} \\ \rightarrow 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $\phi \geq \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm}$

Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$

Se asume $\phi = 6 \text{ mm}$.

Para la armadura transversal, se empleará estribos cerrados a 2 piernas $\emptyset 6 \text{ mm}$ distanciados al menor entre:

- a) 30 cm
- b) $0,85 \times d = 0,85 \times 31,1 \text{ cm} = 26,44 \text{ cm}$
- c) $15 \times \phi$ de la barra longitudinal más delgada = $15 \times 1,6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

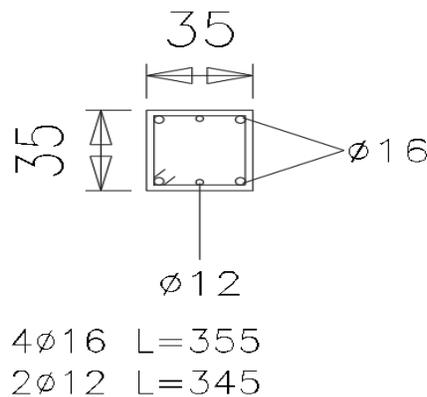
Por tanto, se los dispondrá cada 20 cm por cuestiones constructivas.

Para esta columna se usarán estribos de: $\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

TABLA 3. 15 Comparación de calculo

Comparacion de calculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	$\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$	$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$	0	0%
Verificacion Manual	$\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$	$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$		

FIGURA 3. 13 Disposición de la Armadura en la columna.



Fuente: Elaboración propia.

$$A_{nec} = \frac{1,05 * N}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 * 89140 \text{ kg}}{1,80 \text{ kg/cm}^2} = 51998,33 \text{ cm}^2$$

Suponiendo que se trata de una zapata cuadrada:

$$a = \sqrt{A_{nec}} = \sqrt{51998,33 \text{ cm}^2} = 228,03 \text{ cm}$$

Entonces: $a_2 = b_2 = 228,03 \text{ cm} = 230 \text{ cm}$

$$a_2 = 230 \text{ cm} \qquad b_2 = 230 \text{ cm}$$

Cálculo de h de la zapata

Donde:

$$a_1 = 35 \text{ cm (columna)}$$

$$b_1 = 35 \text{ cm (columna)}$$

$$a_2 \text{ y } b_2 = 230 \text{ cm (zapata)}$$

$$\gamma_f = 1,6 \text{ factor de seguridad}$$

El esfuerzo de tensión uniforme en el suelo viene dado por:

$$\sigma_t = \frac{N}{A^2} = \frac{89140 \text{ kg}}{(230 \text{ cm})^2} = 1,69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t \leq \sigma_{adm} \quad 1,69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para estimar la altura de la zapata, lo hacemos con las siguientes fórmulas:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{140} = 5,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{real}} = \frac{4 \cdot 5,91 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 1,80 \text{ kg/cm}^2} = 8,21$$

$$d_1 = \frac{2(a_2 - a_1)}{4 + k} = \frac{2 * (230 \text{ cm} - 35 \text{ cm})}{4 + 8,21} = 31,94 \text{ cm}$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{4} + \frac{a_2 * b_2}{2k - 1} - \frac{a_1 + b_1}{4}} =$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{35 * 35}{4} + \frac{230 * 230}{2 * 8,21 - 1} - \frac{35 + 35}{4}} = 43,63 \text{ cm}$$

Por tanto, se asume una altura total “h=50 cm”, empleando un recubrimiento geométrico de “r = 5cm” y un diámetro “Ø =1,2 cm”

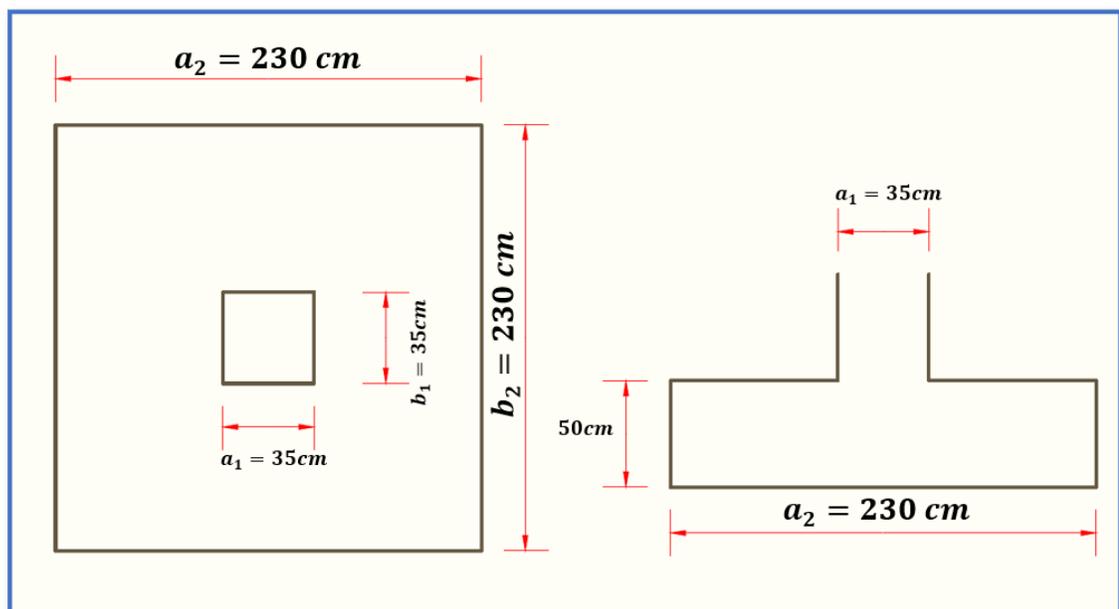
$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 50 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1,2 \text{ cm}}{2} = 44,4 \text{ cm}$$

- Clasificación de la zapata por la relación de sus dimensiones

$$v = \frac{a - a_o}{2} = \frac{230 \text{ cm} - 35 \text{ cm}}{2} = 97,5 \text{ cm}$$

Dado que el vuelo “v = 97,5 cm” es menor que “2h = 100cm”, se trata una zapata rígida.

FIGURA 3. 15 Geometría de la Zapata en estudio P9



Fuente: Elaboración Propia.

Comprobación de la respuesta del suelo

Llevando los valores característicos de las acciones a la base de la zapata y teniendo en cuenta el peso propio de la misma, comprobamos que las tensiones transmitidas al terreno son aceptables.

Admitiendo la hipótesis de que la distribución de las tensiones es plana, las tensiones en los puntos extremos se calculan según la conocida fórmula:

$$\sigma = \frac{N}{a_2 * b_2} * \left(1 \pm \frac{6 * e_x}{a_2} \pm \frac{6 * e_y}{b_2} \right)$$

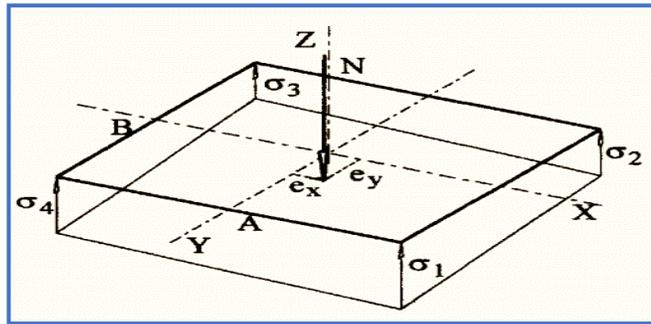
Las tensiones transmitidas al terreno se consideran aceptables si se cumple que:

$$\sigma_{max} \leq 1,25 * \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{med} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{min} \geq 0$$

FIGURA 3. 16 distribución de tensiones en el terreno



Fuente: Ejercicios prácticos de hormigón armado – Introducción a las normas EHE-91, Joaquín Villodre Roldán, pág. 99.

1) Hallamos las excentricidades y con ellas las tensiones en cada punto.

$$Peso_{Propio} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a_2 * b_2 * h = 2500 \frac{kg}{m^3} * 2,30m * 2,30m * 0,50m = 6612,5kg$$

$$N_{Real} = N + P_{esoPropio} = 89140 \text{ kg} + 6612,5 \text{ kg} = 95752,5 \text{ kg}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_{Real}} = \frac{1780}{95752,5} = 0,01859 \text{ m} = 1,86 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{Real}} = \frac{123}{95752,5} = 0,001284 \text{ m} = 0,13 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{95752,5}{230 * 230} * \left(1 + \frac{6 * 1,86}{230} + \frac{6 * 0,13}{230} \right) = 1,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{95752,5}{230 * 230} * \left(1 + \frac{6 * 1,86}{230} - \frac{6 * 0,13}{230} \right) = 1,89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{95752,5}{230 * 230} * \left(1 - \frac{6 * 1,86}{230} - \frac{6 * 0,13}{230} \right) = 1,72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{95752,5}{230 * 230} * \left(1 - \frac{6 * 1,86}{230} + \frac{6 * 0,13}{230} \right) = 1,73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con tales tensiones el diseño de la zapata es admisible desde el punto de vista del hundimiento debido a que:

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 1,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,25 * \sigma_{adm} = 1,25 * 1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2,25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{a_2 * b_2} = \frac{89140}{230 * 230} = 1,69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_{adm} = 1,80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{min} = \sigma_3 = 1,72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 0$$

Diseño a Flexión

- Cálculo de la armadura

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + 0,15 * a_1 \right)^2$$

$$M_{ad} = \frac{1,6 * 89140}{2 * 230} * \left(\frac{230 - 35}{2} + 0,15 * 35 \right)^2$$

$$M_{ad} = 3273395,20 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{3273395,20 \text{ kg} * \text{cm}}{230 \text{ cm} * (44,4 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,05157$$

- La cuantía mecánica para este caso es:

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0,05157 * (1 + 0,05157) = 0,05423$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05423 * 230 \text{ cm} * 44,4 \text{ cm} * \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 17,83 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_w * d = 0,0015 * 230 \text{ cm} * 44,4 \text{ mm} = 15,318 \text{ cm}^2$$

- Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 17,83 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \varnothing = 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1,130 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\varnothing 12}} = \frac{17,83 \text{ cm}^2}{1,130 \text{ cm}^2} = 15,78 \approx \mathbf{16 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_2 - 2r}{n} = \frac{230 \text{ cm} - 2 * 5 \text{ cm}}{16} = 13,75 \text{ cm} \approx \mathbf{12,5 \text{ cm}}$$

Por lo tanto, para esta zapata se usará: 16Ø12mm c/12,5 cm

Diseño en la otra dirección

- **Cálculo de la armadura**

Es posible emplear el método general de cálculo para zapatas rígidas o flexibles:

$$M_d = \frac{\gamma_f * N}{2 * b_2} * \left(\frac{b_2 - b_1}{2} + 0,15 * b_1 \right)^2$$

$$M_d = \frac{1,6 * 89140}{2 * 230} * \left(\frac{230 - 35}{2} + 0,15 * 35 \right)^2$$

$$M_{bd} = 3273395,20 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{bd}}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{3273395,20 \text{ kg} * \text{cm}}{230 \text{ cm} * (44,4 \text{ cm})^2 * 140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0,05157$$

- La cuantía mecánica para este caso bale:

$$\omega = \mu * (1 + \mu) = 0,05157 * (1 + 0,05157) = 0,05423$$

- El área de acero calculada “As”

$$A_s = \omega * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,05423 * 230 \text{ cm} * 44,4 \text{ cm} * \frac{140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4347,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_s = 17,83 \text{ cm}^2$$

- La armadura mínima geométrica necesaria es:

$$A_{s \text{ min}} = \omega * b_w * d = 0,0015 * 230 \text{ cm} * 44,4 \text{ cm} = 15,318 \text{ cm}^2$$

- Por tanto, se adopta como área de acero, la mayor entre la mecánica calculada y la mínima geométrica, siendo:

$$A_s = 17,83 \text{ cm}^2$$

- Número de fierros:

$$\text{Si: } \phi = 12\text{mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 1,130 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{17,83 \text{ cm}^2}{1,130 \text{ cm}^2} = 15,78 \approx \mathbf{16 \text{ Barras}}$$

- Espaciamiento entre barras:

$$S = \frac{a_2 - 2r}{n} = \frac{230 \text{ cm} - 2 \times 5 \text{ cm}}{16} = 13,75 \text{ cm} \approx \mathbf{12,5 \text{ cm}}$$

Por lo tanto, para esta zapata se usará: 16Ø12mm c/12,5cm

TABLA 3. 16 Comparación de cálculo

Comparacion de calculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	16Ø12 c/12.5cm	As= 18.08cm2	0	0%
Verificacion Manual	16Ø12 c/12.5cm	As= 18.08cm2		

Fuente: Elaboración Propia

Comprobación de la Adherencia:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$\tau_b = \frac{V_{d1}}{0,9 * d * n * u} \leq \tau_{bd}$$

Donde:

V_{d1} = Esfuerzo cortante mayorado por unidad de longitud, en la sección de referencia S_1 , empleada para el cálculo a flexión.

n = Número de barras por unidad de longitud.

u = Perímetro de cada barra.

d = Canto útil de la sección.

τ_d = Tensión tangencial de adherencia.

τ_{bd} =Resistencia de cálculo para la adherencia.

$$V_{d1} = L * \sigma' * \gamma_f$$

$$L = \frac{a_2 - a_1}{2} + 0,15 * a_1 = \frac{230 - 35}{2} + 0,15 * 35 = 102,75 \text{ cm}$$

$$\sigma' = \frac{\sigma_1 + \sigma_4}{2} = \frac{1,90 + 1,73}{2} = 1,815 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{d1} = 102,75 \text{ m} * 1,815 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1,6 = 261,08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$n = \frac{16}{230} = 0,0696 \frac{\text{barras}}{\text{cm}}$$

$$u = \pi * \phi = \pi * 1,2 = 3,77 \text{ cm}$$

Con todo ello la tensión tangencial de adherencia que ha de ser absorbida es:

$$\tau_b = \frac{261,08}{0,9 * 44,4 * 0,0696 * 3,77} = 24,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La resistencia al cálculo para la adherencia es:

$$\tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$\tau_{bd} = 0,95 * \sqrt[3]{140^2} = 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

No hay problemas de adherencia entre la armadura dispuesta y el hormigón circundante ya que:

$$\tau_b \leq \tau_{bd}$$

$$24,90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 25,61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Verificación al Vuelco:

$$\gamma_{Va} = \frac{N_{Real} * \frac{a_2}{2}}{M_x} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{95752,5 * \frac{230}{2}}{1780 * 100} = \mathbf{61,86} \geq \mathbf{1,5} \rightarrow \mathbf{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{N_{Real} * \frac{b_2}{2}}{M_y} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{95752,5 * \frac{230}{2}}{123 * 100} = \mathbf{895,25} \geq \mathbf{1,5} \rightarrow \mathbf{Cumple}$$

Verificación al Deslizamiento:

- ✓ Verificación en la dirección “x”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1,5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{95752,5 \text{ kg} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 24^\circ\right)}{3312 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{12,47} \geq \mathbf{1,5} \rightarrow \mathbf{Cumple}$$

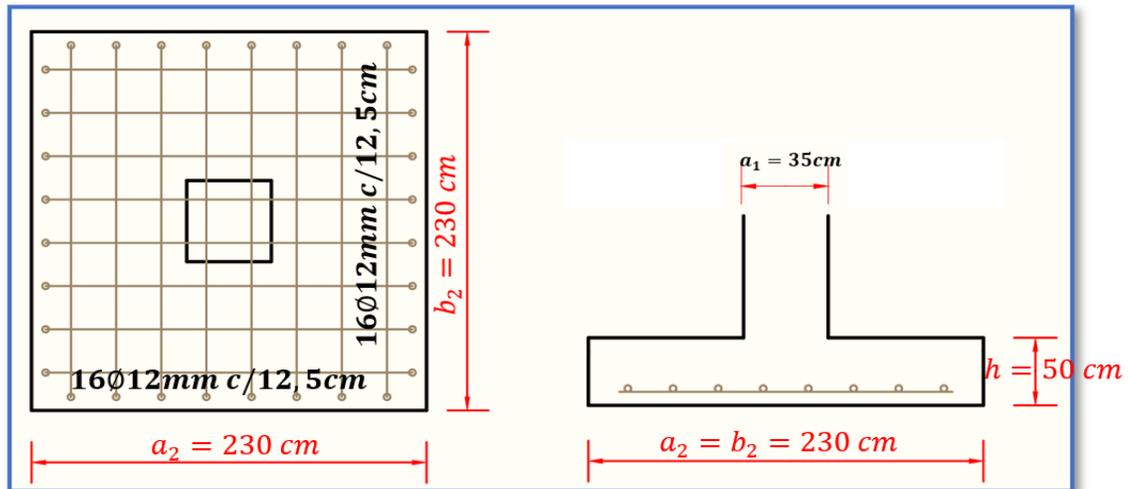
- ✓ Verificación en la dirección “y”

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1,5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{74182,5 \text{ kg} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 24^\circ\right)}{1136}$$

$$\mathbf{28,17} \geq \mathbf{1,5} \rightarrow \mathbf{Cumple}$$

FIGURA 3. 17 Disposición de la Armadura en la zapata



Fuente: Elaboración propia.

3.5.7. Diseño Estructural de la Escalera

Geometría

Ámbito: 4,05 m

Espesor : 0,15m

Huella (P): 0,30 m

Contrahuella (CP): 0,17 m

Nº de escalones:18

Cargas

Peso propio: 500,51 kg/m²

Peldañado: 203,87 kg/m²

Barandillas: 305,81 kg/ m

Acabados: 101,94 kg/m²

Sobrecarga de uso: 410,33 kg/m²

- **Dimensionamiento**

Longitud del Tramo = 5,40 m

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo t = 15 cm.

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{30\text{cm}}{\sqrt{(30\text{ cm})^2 + (17\text{ cm})^2}} = 0,87$$

Altura Inicial

$$h_o = \frac{t}{\cos\theta} = \frac{15\text{ cm}}{0,87} = 17,241\text{cm}$$

Altura Media

$$h_m = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{CP}{2} = 17.241 + \frac{17cm}{2} = 25,741 \text{ cm}$$

- **Cargas que actúan en la escalera**

Sobrecarga de diseño

Carga Viva: $CV = SC * a$

$$CV = 410,33 \frac{kg}{m^2} * 4,05m = \mathbf{1238,53 \frac{kg}{m}}$$

Peso propio del descanso

Peso Propio:

$$P_p = H_m * \gamma_{H^\circ} * a = 0,2574m * 2548,42 \frac{kg}{m^3} * 4,05m = 2656,65 \frac{kg}{m}$$

$$q_{losa} = 2656,65 \frac{kg}{m^3} * 0,15m * 4,05m = 1613,91 \frac{kg}{m}$$

Carga del Acabado:

$$q_{acabados} = P_s * a = 101,94 \frac{kg}{m^2} * 4,05 m = 412,86 \frac{kg}{m}$$

Carga de la baranda:

$$q_{barandas} = 305,81 \frac{kg}{m}$$

Carga Muerta en la Rampa:

$$CM = P_p + q_{acabados} + q_{barandas}$$

$$CM = 2656,65 \frac{kg}{m} + 412,86 \frac{kg}{m} + 305,81 \frac{kg}{m} = \mathbf{3375,32kg/m}$$

Análisis de Carga en la Rampa:

$$Q_1 = 1,6 * CV + 1,6 * CM$$

$$Q_1 = 1,6 * 1238,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 1,6 * 3375,32 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Q_1 = 7382,16 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga Muerta en el Descanso:

$$CM = q_{\text{losa}} + q_{\text{acabados}} + q_{\text{barandas}}$$

$$CM = 1613,91 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 412,86 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 305,81 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 2332,58 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Análisis de Carga en el Descanso:

$$Q_2 = 1,6 * CV + 1,6 * CM$$

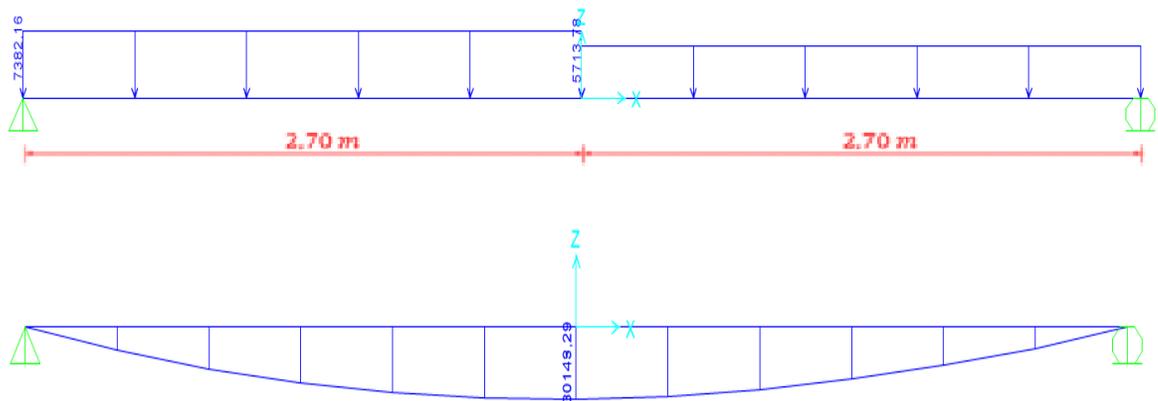
$$Q_2 = 1,6 * 1238,53 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 1,6 * 2332,58 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Q_2 = 5713,78 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tramo o Sección A-A

Se la analiza como viga simplemente apoyada para obtener el máximo momento positivo.

FIGURA 3. 18 Cargas que Actúan sobre la Escalera y Diagrama de Momentos.



Fuente: Elaboración Propia.

Diseño Armadura Longitudinal

Armadura Longitudinal Positiva

- Datos geométricos y características mecánicas de los materiales.

- Base: $b_w = 405 \text{ cm}$

-Espesor: $t = 15 \text{ cm}$

- Recubrimiento: $d' = 3 \text{ cm}$

- Peralte: $d = t - d' = 12 \text{ cm}$

- Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = f_{ck}/1,5 = 140 \text{ kg/cm}^2$

- Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$

$M_d = 23867,35 \text{ kg. m}$

- **Momento reducido de cálculo (μ_d):**

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

$$\mu_d = \frac{[23867,35] * 100}{405 * 12^2 * 140} = 0,29$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

Si **CA – 50** $\Rightarrow f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \mu_{lim} = 0,319$ (tabla 4 Anexo 1)

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \quad \Rightarrow \quad 0,29 < 0,319 \quad \mathbf{OK!}$$

Como $\mu_d < \mu_d \text{ lim}$ no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica w_s , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

Si $\mu_d = 0,29 \rightarrow w_s = 0,375$

- **Armadura necesaria:**

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,375 * 405 * 12 * \frac{140}{4347,83} = 58,68 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s\text{mín}} = 0,0015$ (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\text{mín}} = w_{s\text{mín}} * b_w * d = 0,0015 * 405 * 12 = 7,29 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como $A_s > A_{s\text{mín}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 58,68 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{58,68}{\frac{\pi}{4} * 1,6^2} = 29,19 \approx 30 \text{ barras}$$

$$30\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow 30 * \frac{\pi}{4} * 1,6^2 = 60,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 60,30 \text{ cm}^2$$

$$60,30 \text{ cm}^2 > 58,68 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $405/30 = 13,50 \text{ cm} \approx 12,5 \text{ cm}$

Para el momento positivo, se usará: 30 Ø16mm; c/12,5cm

TABLA 3. 17 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	31Ø16 c/12,5cm	$A_s = 62,33 \text{ cm}^2$	2,02	3,25%
Verificación Manual	30Ø16 c/12,5cm	$A_s = 60,30 \text{ cm}^2$		

Fuente: Elaboración Propia.

Armadura Longitudinal Negativa

El Ing. Roberto Morales en el Libro “Diseño de Concreto Armado” recomienda para el momento de diseño negativo tomar el siguiente criterio:

$$-M_{diseño} = \frac{1}{3} * M_{diseño} \Rightarrow \text{Apoyos monolíticos poco rígidos}$$

$$-M_{diseño} = \frac{1}{2} * M_{diseño} \Rightarrow \text{Apoyos monolíticos rígidos}$$

Como la escalera estará apoyada en muros de ladrillo se aplicará el primer criterio.

$$M_d = \frac{23867,35}{3} = 7955,78 \text{ kg} * \text{m}$$

- **Momento reducido de cálculo (μ_d):**

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

$$\mu_d = \frac{7955,78 * 100}{405 * 12^2 * 140} = 0,0974$$

- **Determinación de la cuantía mecánica:**

El valor del momento reducido en el límite de tablas, cuyo valor es:

Si CA – 50 $\Rightarrow f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \mu_{lim} = 0,319$ (tabla 4 Anexo 1)

$$\mu_d < \mu_d \text{ lim} \quad \Rightarrow \quad 0,0974 < 0,319 \quad \mathbf{OK!}$$

Como $\mu_d < \mu_d \text{ lim}$ no necesito armadura a compresión.

Se determina la cuantía mecánica w_s , de acuerdo a tabla universal para flexión simple o compuesta:

Si $\mu_d = 0,0974 \rightarrow w_s = 0,104$

- **Armadura necesaria:**

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,104 * 405 * 12 * \frac{140}{4347,83} = 16,27 \text{ cm}^2$$

- **Armadura mínima:**

$w_{s,min} = 0,0015$ (de tabla 5 Anexo 1), de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * d = 0,0015 * 405 * 15 = 9,11 \text{ cm}^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

Como $A_s > A_{s \text{ min}}$, se adopta el mayor, la armadura es de:

$$A_s = 16,27 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 10}} = \frac{16,27}{\frac{\pi}{4} * 1,0^2} = 20,73 \approx 21 \text{ barras}$$

$$21 \phi 10 \text{ mm} \Rightarrow 18 * \frac{\pi}{4} * 1^2 = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$16,48 \text{ cm}^2 > 16,27 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $405/21 = 19,28 \text{ cm}$

Para el momento negativo, se usará: 21Ø10mm c/17,5cm

TABLA 3. 18 Comparación de cálculo

Comparacion de calculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	22Ø10 c/15cm	As= 17,27cm ²	0,78	5,24%
Verificacion Manual	21Ø10 c/17,5cm	As= 16,48cm ²		

Fuente: Elaboración Propia.

Diseño de la Armadura Transversal

Se dispondrá solo de $A_{s\ min}$ ya que está sólo es requerida para control del agrietamiento por temperatura.

$w_{s\ min} = 0,0015$, de acuerdo al tipo de acero “AH-500” y tipo de elemento estructural (Losa).

$$A_{s\ min} = w_{s\ min} * b_w * d = 0,0015 * 100 * 12 = 1,8\ cm^2$$

- **Número de barras y diámetro:**

$$N^{\circ}_{barras} = \frac{A_s}{A_{s\phi 8}} = \frac{1,8}{\frac{\pi}{4} * 0,8^2} = 3,58 \approx 4\ barras$$

$$4\phi\ 8\ mm \Rightarrow 4 * \frac{\pi}{4} * 0,8^2 = 2,01\ cm^2$$

$$A_s = 2,01\ cm^2$$

$$2,01\ cm^2 > 1,8\ cm^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene: $100/4 = 25\ cm$

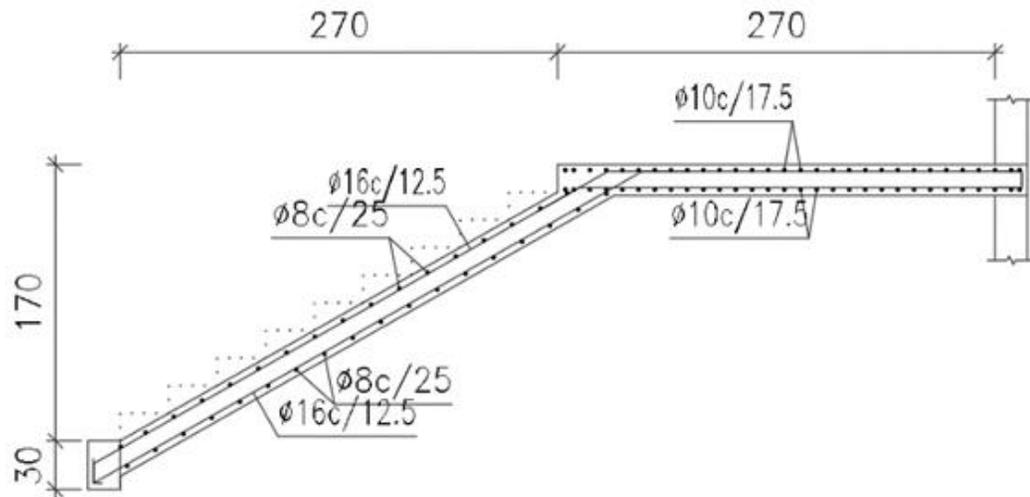
Para la Armadura Transversal, se usará: $\phi 8\ mm\ c/25\ cm$

TABLA 3. 19 Comparación de cálculo

Comparación de cálculo			Diferencia de las armaduras	% de variación de cálculo manual y el Cypecad
CYPECAD	4 ϕ 8 c/25cm	As= 2,01 cm ²	0	0,00%
Verificación Manual	4 ϕ 8 c/25cm	As= 2,01 cm ²		

Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA 3. 19 Disposición de la Armadura en la escalera



Fuente: Programa Cypecad

3.6. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas de los Ítems dispuestos para la ejecución del proyecto son los siguientes:

1. Replanteo y Trazado
2. Excavación y nivelación Terreno semiduro con maquinaria
3. Hormigón Pobre para nivelación
4. Zapatas de H°A°
5. Cimiento de H°C°
6. Sobrecimiento de H°A°
7. Impermeabilización de Sobrecimiento
8. Columnas de H°A°
9. Viga de H°A°
10. Escalera de H°A°
11. Losa Alivianada con plastoform

12. Muro de Ladrillo 6H

13. Empedrado y Contrapiso de H°

Las especificaciones técnicas se encuentran detalladas en el Anexo V.

3.7. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto.

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

3.8. Presupuesto general de la obra

Haciendo un análisis de precios unitarios con la losa alivianada se pudo obtener una cifra en bolivianos del costo total de la obra, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

Costo = 1.670.119,96 Bs

Esta cifra corresponde al diseño convencional, y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo sólo contempla la parte obra gruesa del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

Costo por m² = 235,54 Dólares/m²

Para más detalle véase los Anexo VII.

3.9. Cronograma de ejecución de la obra

Para la ejecución de la obra con losa alivianada se realizó un análisis de la ruta crítica mediante el diagrama de GANTT, con un plan de obra Propuesto, la obra puede ejecutarse en un tiempo de:

Plazo de ejecución = 252 días calendario

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de **12 trabajadores**, para todas las actividades y éstos deben ser:

6 albañiles o especialistas y 6 ayudantes

1 retroexcavadora 420 F y 4 volquetas de 4 cubos

Para más detalle véase el Anexos VIII

4. APORTE ACADÉMICO

El aporte académico del proyecto consiste en la comparación técnica-económica de una losa aligerada con perfiles metálicos galvanizados contra una losa aligerada con viguetas pretensadas.

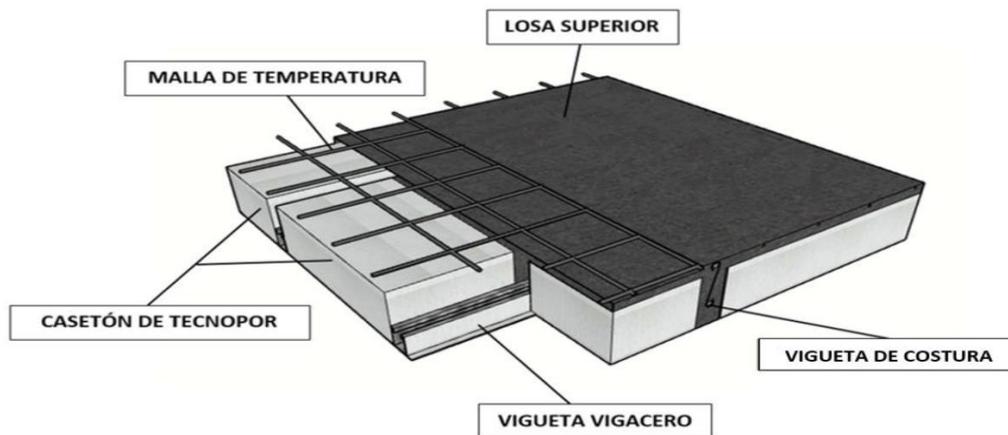
4.1. Marco teórico

4.1.1. Sistema de viguetas metálicas prefabricadas

El sistema de techo aligerado con viguetas prefabricadas de acero galvanizado es un techo de concreto armado aligerado probado y ha sido desarrollado para realizar losas de entrepisos más resistentes, a los sismos, es de fácil instalación al no requerir encofrado tradicional, consiguiendo ser de gran ayuda en edificios.

La parte estructural del sistema está constituida por viguetas prefabricadas de acero de diseño especial y que constituyen el refuerzo positivo y el encofrado de las losas aligeradas, estas viguetas soportan tanto los casetones de poliestireno y el concreto.

FIGURA 4. 1 Isométrico de la Losa Aligerada con Perfiles Metálicos Vigacero



Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

Debido a la gran resistencia de las viguetas prefabricadas de acero galvanizado, el sistema no requiere encofrado en luces menores a 4,5 m y en caso de luces mayores de hasta 8 m solo requiere un mínimo apuntalamiento.

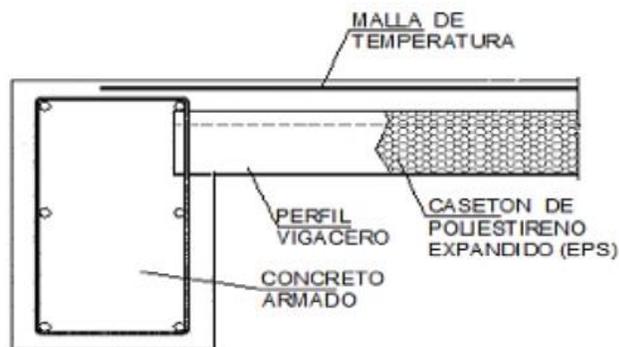
FIGURA 4. 2 Instalado de Losa Aligerada



Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

En la parte superior de los casetones se colocan las instalaciones eléctricas sanitarias, la malla de temperatura y el acero negativo (opcional para espesores de losas continuas superiores a 20 cm), luego del vaciado de concreto la losa aligerada tiene una sección compuesta por concreto y acero que forman un diafragma rígido juntamente con las vigas de borde, y donde todos sus componentes están integrados mediante adherencia mecánica.

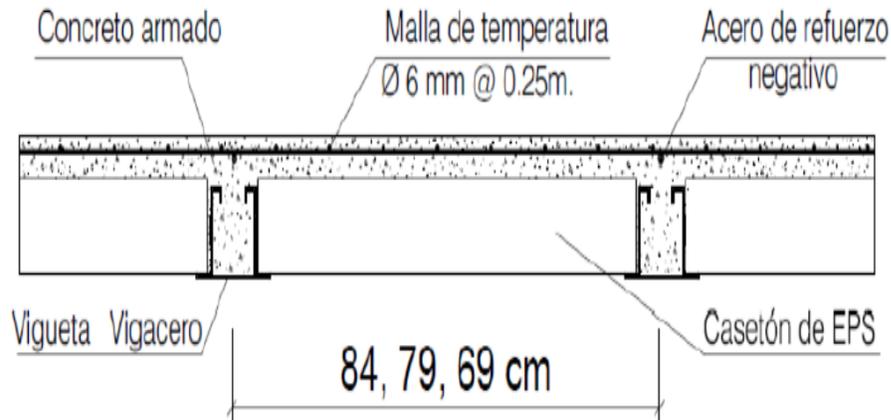
FIGURA 4. 3 Conexión Vigüeta con Viga de Concreto



Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

El sistema es muy flexible a diversos tipos de acabados en su cielo raso y pueden ser utilizados en forma horizontal o inclinada (techos en climas con lluvia o nieve intensa).

FIGURA 4. 4 Componentes del Sistema



Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

4.1.2. Usos y ventajas

El sistema de techos aligerados con viguetas prefabricadas de acero Vigacero se utiliza con todos los sistemas constructivos como el de albañilería confinada, aporticado, sistema dual y estructuras metálicas entre los más utilizados.

4.1.2.1. Principales ventajas

- Fácil y rápida instalación, reduce significativamente el tiempo de ejecución del techo aligerado y por lo tanto más económico.
- No requiere encofrado en luces menores a 4,5 m y en grandes luces hasta 8 m, solo requiere un mínimo apuntalamiento.
- Tiene un 40% menos de peso por metro cuadrado que otros sistemas de techo aligerado.
- Excelente comportamiento sísmico y la vigueta estructural más resistente.
- Se puede utilizar en todos los sistemas constructivos.
- Facilidad de colocación de todo tipo de instalaciones embutidas o suspendidas.
- Se adapta a una gran variedad de acabados.
- Mejor comportamiento acústico y térmico, por el uso del EPS de densidad de 15kg/m³.

TABLA 4. 1 Comparación de Resistencia con Viguetas Prefabricadas Pretensadas

COMPARACIÓN DE RESISTENCIA CON OTROS SISTEMAS DE VIGUETAS PREFABRICADAS			
TIPOS DE VIGUETAS	VIGACERO	VIG. PRETENSADA	VIG. TRALICHO
ESPESOR DE LOSA (m)	0,16	0,17	0,17
ESPESOR DE CARPETA COMPRESIÓN (cm)	5	5	5
ESPACIAMIENTO ENTRE EJES DE VIGUETAS (m)	cada 0.84 m	cada 0,60 m	cada 0,50 m
RESISTENCIA	1,265 ton	1,267 ton	0,90 ton

Fuente: ficha técnica de Vigacero.

TABLA 4. 2 Ventajas y Técnicas Funcionales sobre otros Sistemas

VENTAJAS TECNICAS Y FUNCIONALES			O	X	-
			CUMPLE	No cumple	No aplica
DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO CON SISTEMA VIGA MAX	ALIGERADO CON VIG. PRETENSADAS	ALIGERADO CONVEN CIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZAS
Se disminuyen las deflexiones que causan fisuras en la losa	O	O	X	X	
Un mayor espesor proporciona en la losa mayor acústica	O	O	O	O	X

El trabajar con casetones Eps de alta densidad en la losa proporciona mejor acústica	O	X	X	X	-
Por tener mayor separación de viguetas utiliza menos puntales, esto reduce el tiempo de armado	O	X	X	X	X
La instalación eléctrica, sanitaria, fácil instalación	O	O	X	O	-

Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

TABLA 4. 3 Ventajas Económicas sobre otros Sistemas

VENTAJAS TÉCNICAS Y FUNCIONALES			O	X	-
			CUMPLE	No cumple	No aplica
DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS	ALIGERADO SISTEMA VIGACERO	ALIGERADO CON VIG. PRETENSADAS	ALIGERADO CONVEN CIONAL	PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO	LOSAS MACIZAS
Se disminuyen las deflexiones que causan fisuras en la losa	O	O	X	X	
Un mayor espesor proporciona en la losa mayor acústica	O	O	O	O	X

El trabajar con casetones de alta densidad en la losa proporciona mejor acústica	O	X	X	X	-
Por tener mayor separación de viguetas utiliza menos puntales, esto reduce el tiempo de armado	O	X	X	X	X
La instalación eléctrica, sanitaria, fácil instalación	O	O	X	O	-

Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

4.2. Componentes del sistema de viguetas metálicas prefabricadas

4.2.1. Vigueta de acero galvanizada

Las viguetas prefabricadas de acero galvanizado por su diseño especial soportan los esfuerzos de tracción a los cuales son sometidas las losas aligeradas y sirven además de encofrado permanente al concreto conjuntamente con los casetones.

Las viguetas son fabricadas a partir de bobinas de acero galvanizado. El galvanizado es un proceso electroquímico por el que se deposita un metal sobre otro mientras que en el caso del acero se aplica a la lámina un baño en caliente de zinc fundido. La película de zinc que se forma sobre el acero lo protege de dos maneras, protección de barrera y protección galvánica (catódica).

FIGURA 4. 5 Vigueta de Acero Galvanizado Vigacero



Fuente: ficha técnica de Vigacero.

TABLA 4. 4 Propiedades Mecánicas de la Vigueta

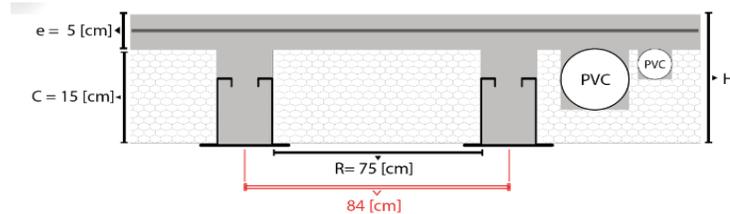
ESPECIFICACIONES DE LA VIGUETA	ESPESOR 1.5 mm (Nominal)
MEDIDAS (cm) (+/- 0.8cm)	h = 9 cm
	b = 13 cm
Peso (kg/m)	4.86
Rendimiento	180 m ² /día
Luz máxima entre apoyos	8 m
Área	6 cm ²
Esfuerzo de fluencia mínimo (Fy)	2530 kg/cm ²
Esfuerzo de fractura mínimo (Fu)	3726 kg/cm ²
Momento de inercia alrededor del eje centroidal horizontal (Ix)	74.37 cm ⁴
Momento elástico de la sección respecto a la fibra superior (Sxt)	12.96 cm ³
Momento elástico de la sección respecto a la fibra inferior (Sxb)	22.78 cm ³
Centro de masa de la vigueta, respecto a la fibra inferior	3.26 cm

Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

4.2.2. Casetón de poliestireno expandido-EPS.

El poliestireno expandido es un material plástico espumado, derivado del poliestireno y utilizado en el sector del envase y la construcción.

TABLA 4. 5 Propiedades del Casetón de Poliestireno



Características de los casetones EPS	
Dimensiones	Largo: 1 m
	Ancho: 0.75 m
	Espesor: 0.15 m
Peso Maximo (unidad)	1.7 kg
Densidad	15 kg/m ³
Acabado	Liso

Fuente: Ficha técnica de Vigacero.

En la construcción, lo habitual es comercializarlo en planchas de distintos grosores y densidades. Asimismo, los casetones se fabrican con poliestireno expandido EPS tipo F y de densidad de 15kg/m³. También existen casetones con densidad de 25kg/m³, pero serán de menor espesor y serán utilizados en el caso que se requiera hacer retiro de casetones para aumentar la resistencia a la fuerza cortante en la sección de concreto.

También es habitual el uso de bovedillas de poliestireno expandido para la realización de forjados con mayor grado de aislamiento térmico.

Además, la función del casetón de poliestireno expandido EPS, dentro de las losas aligeradas es reducir el peso de la losa, así como servir de encofrado al concreto durante el proceso constructivo. Cabe resaltar que los casetones son diseñados en fábrica para resistir 100kg/m².

De igual manera, en la obra su manejo es cómodo y sencillo hasta su colocación. Pero se debe evitar su aplastamiento o deterioro durante el almacenaje, además en ellos se realizarán todas las instalaciones eléctricas y sanitarias, a fin de dejar libre las zonas donde el concreto y el acero deben cumplir la función estructural de la losa aligerada.

FIGURA 4. 6 Tipos de Casetones

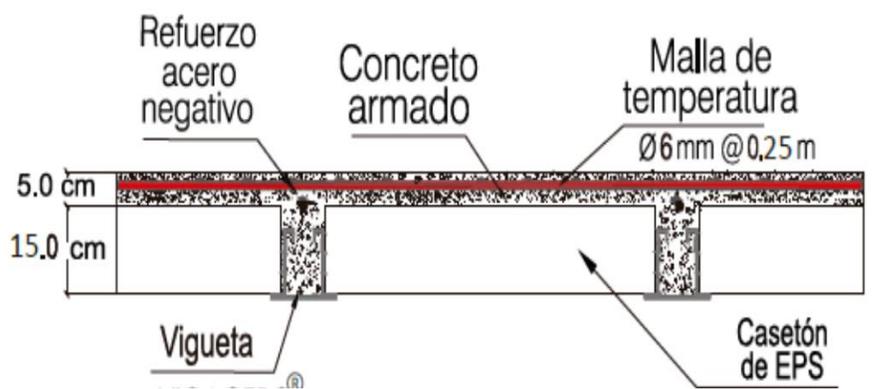


Fuente: Manual técnico de Vigacero.

4.2.3. Acero negativo

El refuerzo de acero negativo, también llamado bastón o balancín, se coloca colgado de la malla de temperatura y sobre cada vigueta según la longitud y diámetro indicados en el plano estructural de la losa aligerada.

FIGURA 4. 7 Sección Transversal de una Viga de 20 Cm



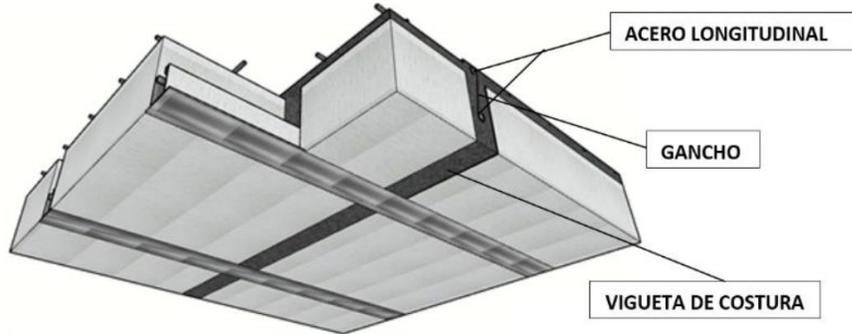
Fuente: Manual técnico de Vigacero.

4.2.4. Vigueta de costura o de amarre

En algunos casos el diseño de la losa aligerada indica la colocación de una vigueta transversal alas viguetas metálicas en los paños grandes de la losa, esta se coloca con el fin de uniformizar la deflexión y repartir las cargas lineales entre todas las viguetas. Para ello se procede con el encofrado respectivo y en esta zona se colocan los aceros superior

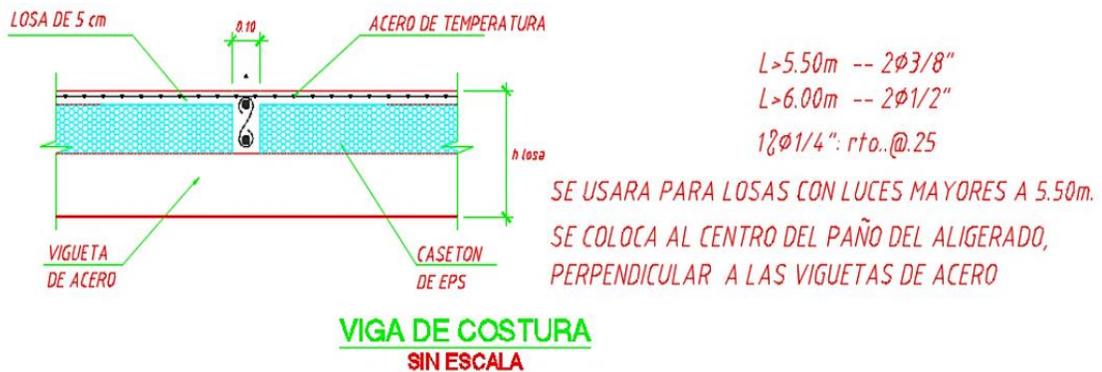
e inferior indicados en los planos, colgados con alambre de la malla de temperatura. Para luces de 5,5 m se usarán $2\phi 10\text{mm}$ y para luces mayores de 6 m se usará $2\phi 12\text{mm}$.

FIGURA 4. 8 Vista Inferior de la Vigueta de Costura



Fuente: Manual técnico de Vigacero.

FIGURA 4. 9 Vigueta de Costura Sección Transversal



Fuente: Manual técnico de Vigacero.

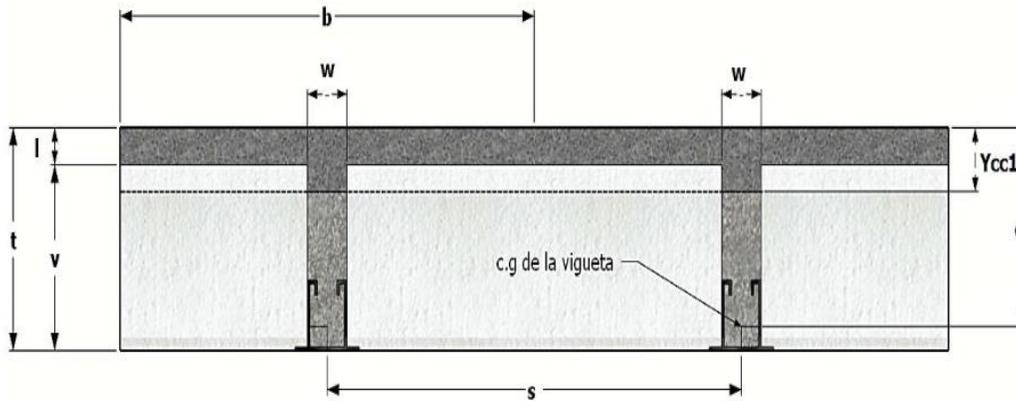
4.3. Diseño del sistema de viguetas metálicas

4.3.1. Diseño por flexión método de los esfuerzos admisibles como sección compuesta.

El diseño por flexión en el sistema no compuesto. Para hallar el centro de gravedad e inercia de la sección en ambas condiciones. Se tendrá en cuenta las siguientes ecuaciones:

4.3.1.1. Sección transformada

FIGURA 4. 10 Sección Fisurada Transformada Agrietada



Fuente: Manual técnico de Vigamax.

Donde:

l : Peralte de la losa (por lo general es 5 cm).

v : Peralte de la vigueta de concreto.

d : Distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad de la vigueta (peralte efectivo).

t : Peralte total de la losa.

Y_{cc} : Distancia de la fibra inferior al centro de gravedad de la vigueta metálica.

w : Ancho de la vigueta (por lo general 8 cm).

b : Ancho de análisis.

Para la sección agrietada del sistema, considerando que en el diseño se pueden dar los siguientes casos:

La sección en compresión sobrepaso el espesor del ala ($Y_{cc1} > 5$ cm).

$$Y_{cc1} = \frac{-(lb + nAs - lw) + \sqrt{(lb + nAs - lw)^2 - 4 \frac{w}{2} \left(\frac{l^2 w}{2} - \frac{l^2 b}{2} - nA_{sd} d \right)}}{w}$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5 \text{ cm}$).

$$Y_{cc1} = d \left(\sqrt{2 \rho n + (\rho n)^2} - \rho n \right)$$

Con el centro de gravedad formulamos las siguientes ecuaciones para hallar el momento de inercia agrietado I_c dependiendo del caso anterior:

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} > 5 \text{ cm}$).

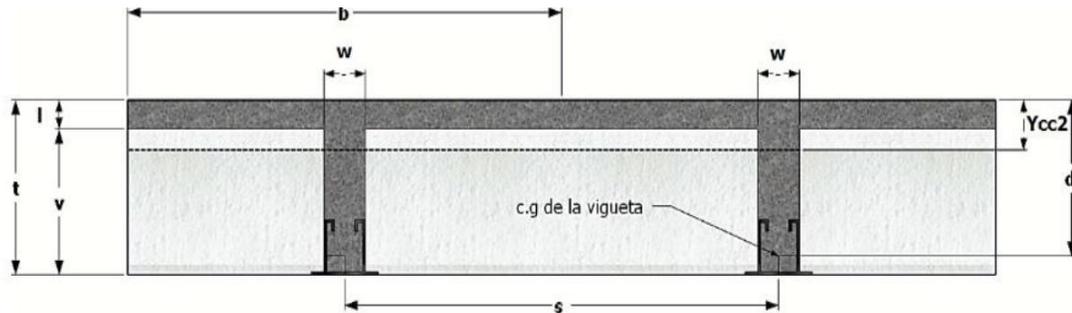
$$I_c = \frac{b l^3}{12} + b l \left(Y_{cc1} - \frac{l}{2} \right)^2 + \frac{w (Y_{cc1} - l)^3}{3} + n I_{sd} + n A_{s_{sd}} (d - Y_{cc1})^2$$

La sección en compresión está dentro del ala ($Y_{cc1} < 5.000 \text{ cm}$).

$$I_c = \frac{b Y_{cc1}^3}{3} + n I_{sd} + n A_{s_{sd}} (d - Y_{ccq})^2$$

4.3.1.2. Sección transformada agrietada.

FIGURA 4. 11 Sección Fisurada Transformada No Agrietada



Fuente: Manual técnico de Vigacero.

Para la sección no agrietada del sistema se analizará la sección en dos partes: que será la sección de la viga de concreto (alma de la viga) y por último la viga prefabricada de acero.

$$Y_{cc2} = \frac{b l \frac{l}{2} + w v \left(\frac{v}{2} + l \right) + (n - 1) A_{s_{sd}} d}{(b l) + w v + (n - 1) A_{s_{sd}}}$$

Con el centro de gravedad formulamos la ecuación para hallar el momento de inercia no agrietado I_g .

$$I_g = \left\{ \left(\frac{b l^3}{12} \right) + (b l) \left(Y_{cc2} - \frac{1}{2} \right)^2 \right\} + \left\{ \frac{w v^3}{12} + (w v) (t - (0.5 v) - Y_{cc2})^2 \right\} \\ + \{ (n - 1) I_{sd} + (n - 1) A_{sd} (d - Y_{cc2})^2 \}$$

4.3.4. Diseño por flexión método de la resistencia última

Se realiza un análisis de la tabla de momentos admisibles brindada por el fabricante, con el fin de determinar el método usado para elaborar esta tabla y así presentar una metodología de diseño y se comprobó que se usó el método de resistencia ultima para su elaboración, el diseño por flexión método de la resistencia ultima con las siguientes consideraciones:

- El área de la vigueta metálica Vigacero es de 6 cm², pero ya que este perfil tiene un $F_y = 25200000$ kg/m² solo se considerará el área de 3,6 cm² para el diseño debido a que la comprobación la haremos con un $F_y = 50000000$ kg/m².
- Si el área aportante por la vigueta metálica no es suficiente se agregará acero de refuerzo convencional ubicado al medio de la vigueta.

4.4. Diseño del sistema de viguetas metálicas

4.4.1. Diseño de la losa con viguetas metálicas a flexión

Se considerará para el diseño para una luz de 6 m

Carga Muerta

Losa Superior = 120,00 kg/m²

Nervadura = 83,48 kg/m²

Vigueta = 7,04 kg/m²

Casetón = 3,91 kg/m²

CM = 214,43 kg/m²

Carga Viva

Sobrecarga = 300 kg/m²

Combinación de carga:

$$Q=1,6 \cdot CM+1,6 \cdot CV \rightarrow Q=823,1 \text{ kg/m}^2$$

El momento último solicitante será:

$$M = \frac{Q \cdot L^2}{8} = 3703,95 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Según la ficha técnica propuesta por la empresa VIGACERO para una vigueta de luz de 6 m y espesor 20 cm, nos proporciona una carga última es 850 kg/m² de cumpliendo así con lo requerido.

$$Q_{max} < Q_u$$

$$823,1 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 < 850 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$$

TABLA 4. 6 Propiedades de la Vigueta

CARGA ULTIMA (Kg/m ²) SEPARACION ENTRE VIGUETAS 0.84m							
Espesor de concreto 4cm			Espesor del concreto 5 cm				
LUZ (m)	H = 9 cm	H = 12 cm	H = 15 cm	H = 20 cm	H = 25 cm	H = 30 cm	H = 33 cm
3,00	1807	2522	3104				
3,10	1638	2362	2907				
3,20	1489	2217	2728				
3,30	1358	2085	2565				
3,40	1241	1964	2416				
3,50	1138	1853	2280				
3,60	1046	1752	2155				
3,70	963	1636	2040				
3,80	889	1510	1934				
3,90	823	1397	1836				
4,00	762	1295	1746	1913	1950	2322	
4,10	708	1202	1662	1821	1856	2210	
4,20	659	1118	1584	1735	1769	2106	
4,30		1042	1511	1656	1688	2009	
4,40		973	1443	1581	1612	1919	
4,50		909	1379	1512	1541	1835	
4,60		851	1320	1447	1475	1756	
4,70		798	1243	1386	1413	1682	
4,80		749	1167	1329	1354	1613	
4,90		704	1097	1275	1300	1547	
5,00		663	1033	1224	1248	1486	
5,10			973	1177	1200	1428	
5,20			918	1132	1154	1374	
5,30			867	1090	1111	1323	
5,40			820	1050	1070	1274	
5,50			776	1012	1032	1228	
5,60				976	995	1185	
5,70				942	961	1143	
5,80				910	928	1104	
5,90				879	896	1067	
6,00				850	867	1032	
6,10				823	839	998	

Fuente: Manual técnico de Vigacero.

4.4.2. Deflexiones admisibles en el sistema no compuesto.

A continuación, se muestran los cuadros de metrados para el análisis de la vigueta actuando como encofrado.

TABLA 4. 7 Peso de los Componentes de Losas

Elemento	Cálculo	Peso kg/m ²
Losa superior	2400 kg/m ³ x 0,05 m	120
Nervaduras	2400 kg/m ³ x 0,30m x 0,08m/0,69m	83,48
Viguetas	4,86 kg/ml /0,69m	7,04
Poliestireno	1,0m x 0,60m x 0,30m x 15/ 0,69m	3,91

Fuente: Manual técnico de Vigacero.

Datos previos:

Lsd: 6 m

Wsd= 214,430 kg/m² = 2,14 KN/m² (carga muerta)

Es = 2100000 kg/cm² = 210000000 KN/m² (módulo de elasticidad del acero).

Isd = 74,34 cm⁴ = 0,000000743 m⁴ (inercia de la placa colaborante).

4.4.1.1 Deflexión admisible

Para el cálculo de la deflexión máxima para la viga metálica actuando como encofrado usa la siguiente formula:

$$\delta_{ad} = \frac{L_{sd} 100}{180} \text{ cm o } 1.9\text{cm (el que sea menor)}.$$

$$\delta_{ad} = \frac{6 * 100}{180} = 3,333 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se seleccionará 1,9 cm como deflexión admisible máxima.

4.4.1.2 Deflexión calculada en la viga

Primero analizaremos las deflexiones en el encofrado sin ningún apoyo intermedio con la luz libre total de 6 m.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} (L_{sd} 100)^4}{Es I_{sd} 100} \dots \dots \dots \text{para condicion de tres tramos o mas}$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} 0.69 (L_{sd} 100)^4}{Es I_{sd} 100} = 2,201 \text{ cm}$$

$$2.200 \text{ cm} > \delta_{adm} = 1,9\text{cm} \text{ no cumple}$$

Al no cumplir el requisito de deflexión admisible y al probar un apoyo intermedio y con dicha condición cumple, teniendo una luz de $L_{sd} = 3 \text{ m}$ y teniendo como deflexión máxima $0,18\text{cm}$.

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 W_{sd} (L_{sd} 100)^4}{E_s I_{sd} 100} = 0,18 \text{ cm} = 0,0018 \text{ m}$$

$$0,18\text{cm} < \delta_{adm} = 1,900 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

Por lo tanto, las viguetas metálicas por sí solas no serán suficientes para trabajar como encofrado, se necesitará apuntalamiento a la mitad de la luz.

4.5. Precios unitarios

TABLA 4. 8 Ítem Losa Alivianada con Viguetas Metálicas

Actividad: LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS METÁLICAS				
Unidad : m²		Moneda Bs		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	RENDIMIENTO	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
Vigueta metálica	M	2,00	60,00	120,00
Cemento	Kg	23,00	0,95	21,85
Arena	m ³	0,04	120,75	4,83
Grava	m ³	0,06	120,75	7,25
fierro corrugado	Kg	1,60	7,80	12,48
Madera	pie ²	1,50	8,00	12,00
Complemento	Pza	1,50	18,50	27,75
Alambre	Kg	0,04	12,00	0,48
Clavos	Kg	0,04	12,50	0,50
TOTAL MATERIALES				207,14
2 MANO DE OBRA				
Albañil	Hr	1,00	20,50	20,50
Ayudante	Hr	1,00	15,00	15,00
Armador	Hr	0,80	20,50	16,40
Encofrador	Hr	0,80	20,50	16,40

SUB TOTAL				68,30
CARGAS SOCIALES 55% DEL SUB TOTAL M.O.				37,57
IMPUESTOS IVA 14,94%(del sub total M.O.+Cargas sociales)				13,37
TOTAL MANO DE OBRA				102,83
3 EQUIPO Y HERRAMIENTAS				
Mezcladora	Hr	0,04	20,00	0,80
Vibradora	Hr	0,04	15,00	0,60
HERRAMIENTAS MENORES 6% DE LA M. O.				6,17
TOTAL EQUIPO MAQUINARIA Y HERRAMINETAS				7,57
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
Gastos generales y administrativos 10%(1+2+3)				31,75
5 UTILIDAD				
Utilidad 10%(1+2+3+4)				34,93
6 IMPUESTOS				
3,09%(1+2+3+4+5)				11,87
TOTAL ITEM				396,09

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 4. 9 Ítem Losa Alivianada con Viguetas Pretensadas

Actividad: LOSA ALIVIANADA C/PLASTOFORM H=20 cm				
Unidad :		m²	Moneda . Bs	
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	RENDIMIENTO	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
1 MATERIALES				
Vigueta pretensada	M	2,00	40,00	80,00
Cemento	Kg	23,00	0,95	21,85
Arena	m ³	0,03	120,75	3,62
Grava	m ³	0,05	120,75	6,04
Fierro corrugado	Kg	1,60	7,80	12,48

Madera	pie ²	2,00	8,00	16,00
Complemento de plastoform P/vigueta	Pza	2,00	18,50	37,00
Alambre	Kg	0,04	12,00	0,48
Clavos	Kg	0,04	12,50	0,50
TOTAL MATERIALES				177,97
2 MANO DE OBRA				
Albañil	Hr	1,00	20,50	20,50
Ayudante	Hr	1,50	15,00	22,50
Armador	Hr	0,80	20,50	16,40
Encofrador	Hr	0,80	20,50	16,40
SUB TOTAL				75,80
CARGAS SOCIALES 55% DEL SUB TOTAL M.O.				41,69
IMPUESTOS IVA 14,94%(del sub total M.O.+Cargas sociales)				17,55
TOTAL MANO DE OBRA				135,04
3 EQUIPO Y HERRAMIENTAS				
Mezcladora	Hr	0,04	20,00	0,80
Vibradora	Hr	0,04	15,00	0,60
HERRAMIENTAS MENORES 6% DE LA M. O.				8,10
TOTAL EQUIPO MAQUINARIA Y HERRAMINETAS				9,50
4 GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				
Gastos generales y administrativos 10%(1+2+3)				32,25
5 UTILIDAD				
Utilidad 10%(1+2+3+4)				35,48
6 IMPUESTOS				
3,09%(1+2+3+4+5)				12,06
TOTAL ITEM				402,30

Fuente: Elaboración propia.

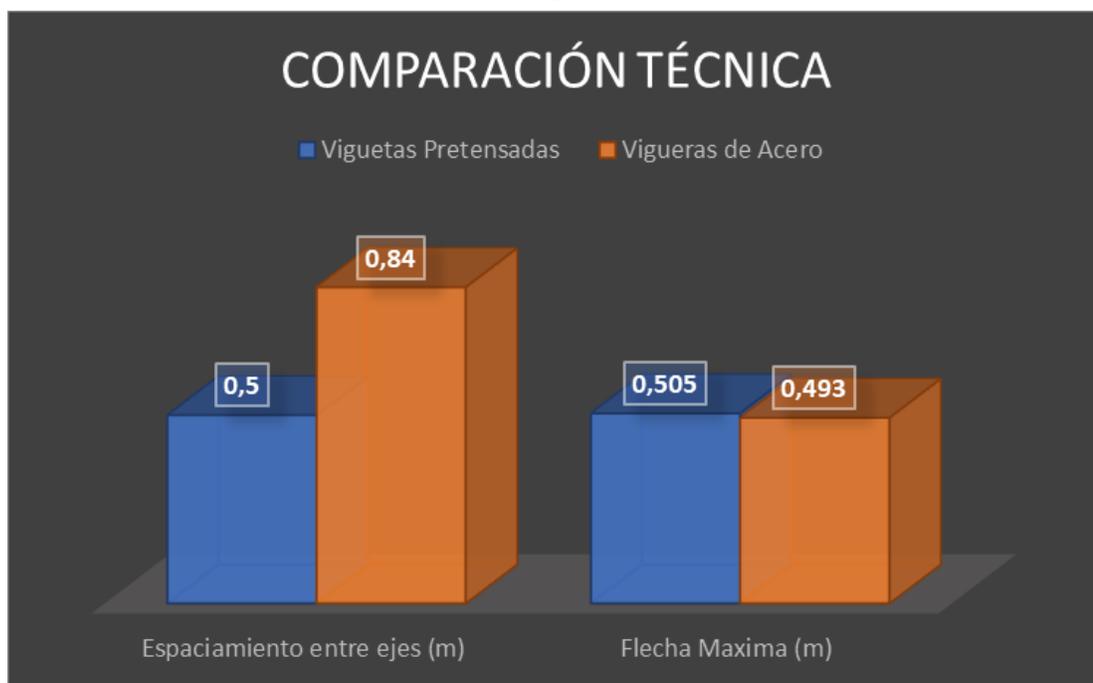
4.6. Comparación técnica-económica.

TABLA 4. 10 Comparación Técnica – Económica

	LOSA CON VIGUETAS PRETENSADAS	LOSA CON VIGUETAS METALICA	PORCENTAJE%
Peso por m ²	263 kg/m²	176 kg/m²	33,08
Capa de espesor	5 cm	5 cm	0
Precio unitario	402,30 Bs	396,09 Bs	1,54
Flecha	0,5050 cm	0,4930 cm	2,38
Espaciamiento entre ejes de viguetas	0,50 m	0,84 m	40,48
Tiempo de trabajo en un m ²	2,25 hrs	1,16 hrs	48,44
Longitud máxima	7,0 m	8,0 m	12,50

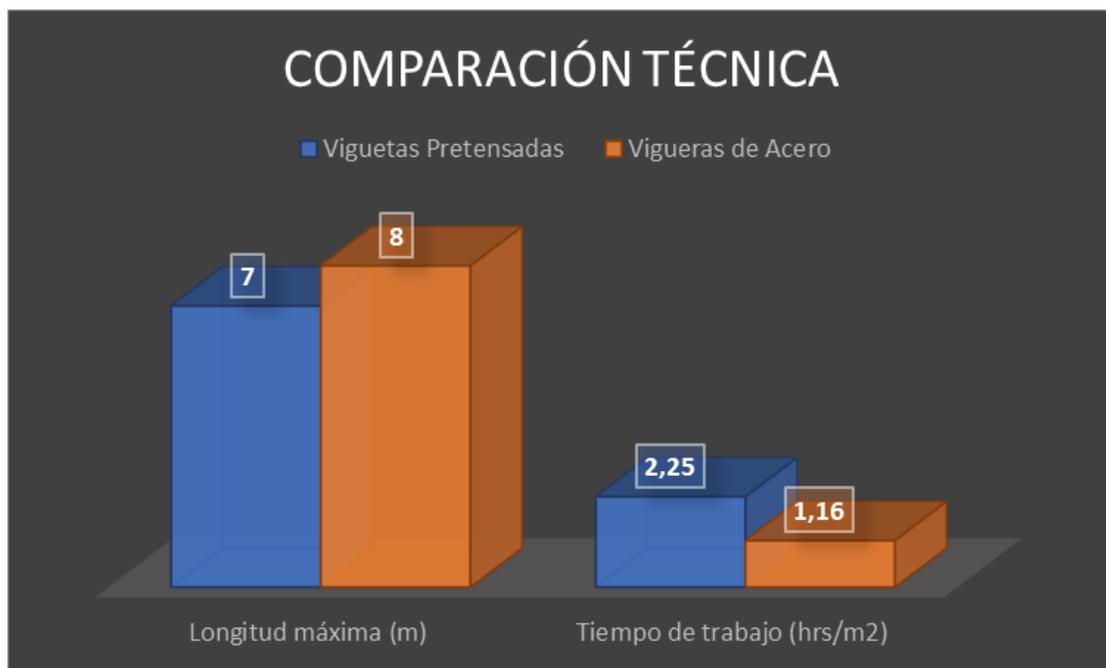
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA 4. 12 Comparación Técnica



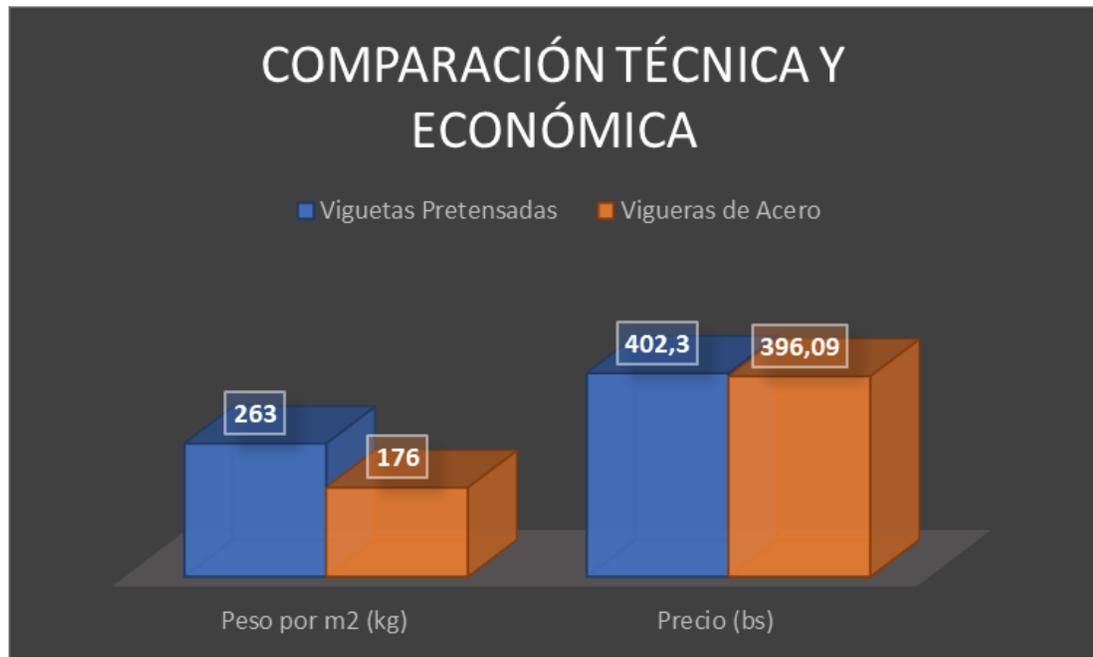
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA 4. 13 Comparación Técnica



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA 4. 14 Comparación Técnica y Económica



Fuente: Elaboración propia.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

En el diseño estructural bloque principal aulas, Instituto tecnológico Bermejo – Comunidad Colonia Linares, se llegó a las siguientes conclusiones:

- El suelo de fundación a una profundidad de 1,50 m presenta resistencias admisibles en un rango de 1,80 a 1,90 kg/cm² encontrándose un estrato arcilloso limoso de mediana a alta plasticidad, sin embargo, esta información es insuficiente ya que no se pudo realizar más ensayos a mayor profundidad debido a las limitaciones de costo y tiempo que tuvo mi persona como estudiante.
- Dadas las características del terreno, y la capacidad portante del suelo medianamente alta, es que se determinó, realizar Zapatas Aisladas de canto constante.
- Para el diseño de la estructura de sustentación aporticada se utilizó el paquete computacional CYPECAD 2017. Donde se verificó la cuantía de acero de los elementos más solicitados en forma manual y se concluyó que los resultados presentan una variación entre el 0 y 7 %, siendo el programa el que nos brinda mayor armadura que el cálculo manual.
- De acuerdo al Senamhi, en Bermejo no se cuenta con registros de granizo y nieve por lo que se descartó la acción de estas cargas para diseñar la estructura de sustentación.
- El tiempo de ejecución de la obra con losa alivianada es de 252 días calendarios y con losa con perfiles metálicos es de 238 días calendario, teniendo una variación del 5,55%.
- El costo estimado del proyecto en obra gruesa es de 1.670.119,96 bs. Para un área de 676 m². Por lo tanto, el costo por m² es de 2.470,59 bs/m².
- Respecto al Aporte Académico se concluye que la losa con perfiles metálicos presenta ventajas como ser: menor peso por m², menor deflexión, menor tiempo de ejecución, mayor espaciamiento entre viguetas y puede abarcar mayores luces a comparación de la losa alivianada de viguetas pretensadas.

- Se pudo concluir que la losa con perfiles metálicos y la losa alivianada de viguetas pretensadas tienen un costo por m² muy similar presentado una diferencia económica muy poco significativa entre ambas.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar nuevos estudios de suelo a mayores profundidades a la hora de emplazar el proyecto, para corroborar que la resistencia del suelo de 1,8 Kg/cm² asumida se encuentre a favor de la seguridad y al mismo tiempo se pueda constatar de que no se encuentren nuevos estratos de suelo con resistencias menores que puedan afectar el comportamiento estructural de las fundaciones y de la estructura en su conjunto.
- 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.
- Se recomienda cumplir con todos los puntos estipulados en la norma y especificaciones técnicas para la construcción, garantizando así la calidad y seguridad del edificio.
- Para las máximas solicitaciones obtenidas, realizar una verificación en otro programa de cálculo diferente, para contrastar resultados en casos de diferencias.
- Para poder llegar a obtener la resistencia de Hormigón solicitada usar agregados de buena calidad y realizar un buen control en la dosificación.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas. Se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.
- Se recomienda difundir a todos los sectores de la construcción todas las ventajas que presenta la losa con perfiles metálicos en comparación con la losa alivianada de viguetas pretensadas para que la misma se vuelva más comercial en nuestro medio como lo es en el país vecino del Perú.

- Cuando se realice la ejecución del proyecto, se recomienda actualizar los precios unitarios de los materiales de construcción y de la mano de obra.