

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

Los planteamientos de distribución de un hospital y de una prisión tienen mucho en común. En ambos casos, la gente está en un lugar en donde no quisiera estar, que además requiere de una vigilancia constante. Existen más similitudes, por ejemplo, la discriminación de circulaciones, la separación de zonas: de alto riesgo y de aislados, el control del tránsito de visitas, autoridades, internos, vigilantes o custodios, es necesario proporcionar espacios con las condiciones mínimas de habitabilidad para que se lleve a cabo la vida cotidiana de las personas confinadas y se cumpla con los objetivos de readaptación social, confinamiento, seguridad y vigilancia, dependiendo del tipo de tratamiento a que se les tenga que someter.

Toda persona tiene el derecho inherente a la dignidad, dicha condición le pertenece por el sólo hecho de ser humano, sin importar las circunstancias. Pese a ello, lo que “debiera ser” dista mucho de situaciones y condiciones que se dan en varios ámbitos; dentro de un Estado de Derecho en el que Bolivia aspira vivir, cuando se comete un delito existen las sanciones que de acuerdo a ley correspondan, siendo la privación de libertad la máxima pena. Sin embargo, las condiciones en las que viven los presos en el penal Morros Blancos no son las óptimas, cuando se cuenta con la institucionalidad y la economía necesaria para mejorarlas.

El penal de morros blancos en la actualidad está en funcionamiento y por el gran índice de crecimiento de la población carcelaria que llega a un 19 %, hace que sea una necesidad la implementación del nuevo Bloque de Régimen Progresivo con la implementación de esta infraestructura se evitará que los reclusos sufran de hacinamiento e insalubridad.

Los reclusos podrán ser rehabilitados para su posterior reinserción a la sociedad, ya que en la actualidad los reos que ingresan al penal se corrompen más y cuando cumplen con su sentencia salen a las calles y vuelven a delinquir.

1.1. El problema

La actual situación de la población penitenciaria es de extrema deficiencia por las condiciones de hacinamiento, insalubridad y falta de espacios. Las condiciones en las que viven los internos del Penal de Morros Blancos son completamente infrahumanas, las celdas en su mayoría son precarias, los muros en general presentan lamentables signos de deterioro tanto en la parte exterior como interior, el número de celdas son insuficientes lo que hace que no exista ningún tipo de higiene en el penal.

La creación de espacios físicos adecuados para el óptimo desenvolvimiento de la vida diaria de los reclusos es una urgencia, dado que a través de ellas se logra una mejor calidad de vida para los reclusos que actualmente viven en condiciones infrahumanas debido a deficiencias de espacio e higiene.

De acuerdo a la información obtenida la población penitenciaria tiene un índice de crecimiento del 19 %, esto se debe a gran parte a que existe un alto número de personas sin sentencia ejecutoriada, los mismos que conviven con los demás presos.

Por tales motivos es urgente la construcción de este centro penitenciario el mismo que sea moderno y brinde la infraestructura adecuada a los reclusos.

1.2. Objetivos

Objetivos a lograr son los siguientes:

1.2.1. General

Realizar el diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos de la ciudad de Tarija, con el fin de evitar hacinamiento e insalubridad de los reclusos que habitan en el penal, cumpliendo con la normativa de diseño CBH-87, ya que es guía fundamental de nuestro país, además se adoptará las recomendaciones constructivas mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), para optimizar y garantizar el correcto funcionamiento de la edificación.

1.2.2. Específicos

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Realizar el estudio de suelos, en el lugar de emplazamiento físico del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos.
- Realizar la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados, para comprobar con los resultados obtenidos con el programa CYPE CAD 2015.
- Realizar el diseño de muros de alta resistencia para celdas de máxima seguridad, muro de mampostería reforzada y muro prefabricado de hormigón armado.
- Realizar un cuadro comparativo técnico-económico de ambos muros con las ventajas y desventajas de las técnicas de construcción de muros prefabricados y de mampostería reforzada, en una similar utilización en Edificios de Reclusión.
- Determinar el costo de la ejecución física del proyecto, el cual no se contempla instalaciones de agua potable, eléctricas, sanitarias, pluvial ni el amoblado.

1.3. Justificación

Las razones por las cuales se plantea el proyecto de ingeniería civil, diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos son las siguientes:

Estudiar y analizar las diferentes variables que intervienen en el diseño estructural de una edificación de diferentes ambientes, para optimizar su diseño profundizando los conocimientos previamente adquiridos acerca del tema.

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en las distintas materias, en el diseño estructural de edificaciones analizando las estructuras de acuerdo a sus usos. Además plantear soluciones a los distintos problemas que se presenten en el cálculo estructural basándose en el principio de ingeniería que son el análisis, cálculo y verificación.

La ciudadanía representa la igualdad formal ante la ley para adquirir derechos y contraer obligaciones, lo que implica que la ciudadanía social supone el acceso por

parte de todos los ciudadanos a los bienes y servicios considerados básicos por una sociedad en un momento dado consagrados por la ley y las políticas de estado. Las condiciones de este acceso pueden estar viabilizadas por la provisión de los servicios gratuitos que brinda directamente el Estado y por su combinación con las políticas económicas, laborales y los modos de intervención social destinado a garantizar que los internos del penal de Morros Blancos tengan las condiciones de poder rehabilitarse y no tan solo los mismos puedan cumplir con una condena y de esta manera poder cumplir con el código de régimen penitenciario, logrando rehabilitar a las personas reclusas y disminuir la delincuencia, estos logros no tienen un precio económico.

La gran mayoría de los reclusos del penal de Morros Blancos se encuentran privados de libertad, porque sus recursos económicos son bajos, siendo esta causa lo que le llevan a delinquir, por lo que ellos no cuenta con los recursos económicos de darse las comodidades de habitabilidad, de costearse una alimentación adecuada y peor aún cancelar una capacitación que les permita obtener un nivel de instrucción, cultura y educación.

El proyecto está enfocado en ese sentido de coadyuvar a aquellas personas recluidas que tengan la predisposición de mejorar su conducta.

De acuerdo a las exigencias del código de régimen penitenciario existen normas establecidas en cuanto al diseño, cobertura, etc. que los centros penitenciarios deben cumplir para brindar seguridad y rehabilitación de los reos. Debido al hecho de haberse registrado un incremento en la población penitenciaria llegando a una tasa de crecimiento muy alta lo que hace que actualmente se tenga hacinamiento y en el futuro no se podrá albergar más reos.

Finalmente, el constante aumento de la población penitenciaria en el penal de Morros Blancos, hace que exista el problema y la necesidad de construir, ampliar, adecuar y refaccionar la infraestructura y el equipamiento actual.

1.4. Alcance del Proyecto

El proyecto sólo se orientará al diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos.

Con la información obtenida y el análisis del levantamiento topográfico, estudio de suelos del lugar donde se va a cimentar la estructura, se realizará el planteo estructural y posteriormente el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado de la edificación (losa, vigas, columnas y fundaciones).

Luego se plasmará lo anteriormente mencionado en un ejemplar, el cual constará de las metodologías adoptados para el diseño estructural, normativas, planos estructurales, especificaciones técnicas, costo y tiempo de ejecución física del proyecto.

En cuanto al costo para la ejecución física del proyecto no se contemplará las instalaciones de agua potable, sanitaria, eléctrica, pluvial ni el amoblado de la edificación.

Para garantizar los resultados del diseño de este tipo de edificación se adoptará los criterios y recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado CBH- 87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE - 08.

Además se adoptará las recomendaciones mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), ya que en nuestro país no se cuenta con normativas exclusivamente para el diseño de recintos penitenciarios.

Es conveniente aclarar que el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), sólo se tomará como recomendaciones constructivas y no así en el diseño y cálculo de los elementos estructurales.

1.5. Localización

El Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos que se plantea para el diseño estructural en el proyecto de Ingeniería Civil, se encuentra ubicado en el Penal de Morros Blancos en la ciudad de Tarija, Distrito 10 que pertenece al municipio de Cercado, Departamento de Tarija. Entre las Av. Camilo Moreno, Av. Cnl. Carlos Díaz Sossa y las calles Alberto Sánchez, Julio la Faye Sanjinez y colinda con la Parada al Chaco y la EPI (Estación Policial Integral) del Barrio Morros Blancos.

Entre las coordenadas: 21°32'55" Latitud Sur y 64°42'05" Longitud Oeste.

1.5.1. Ubicación del Proyecto

País: Bolivia.

Municipio: Cercado.

Departamento: Tarija.

Distrito: 10 de la Provincia Cercado.

Provincia: Cercado.

Barrio: Morros Blancos.

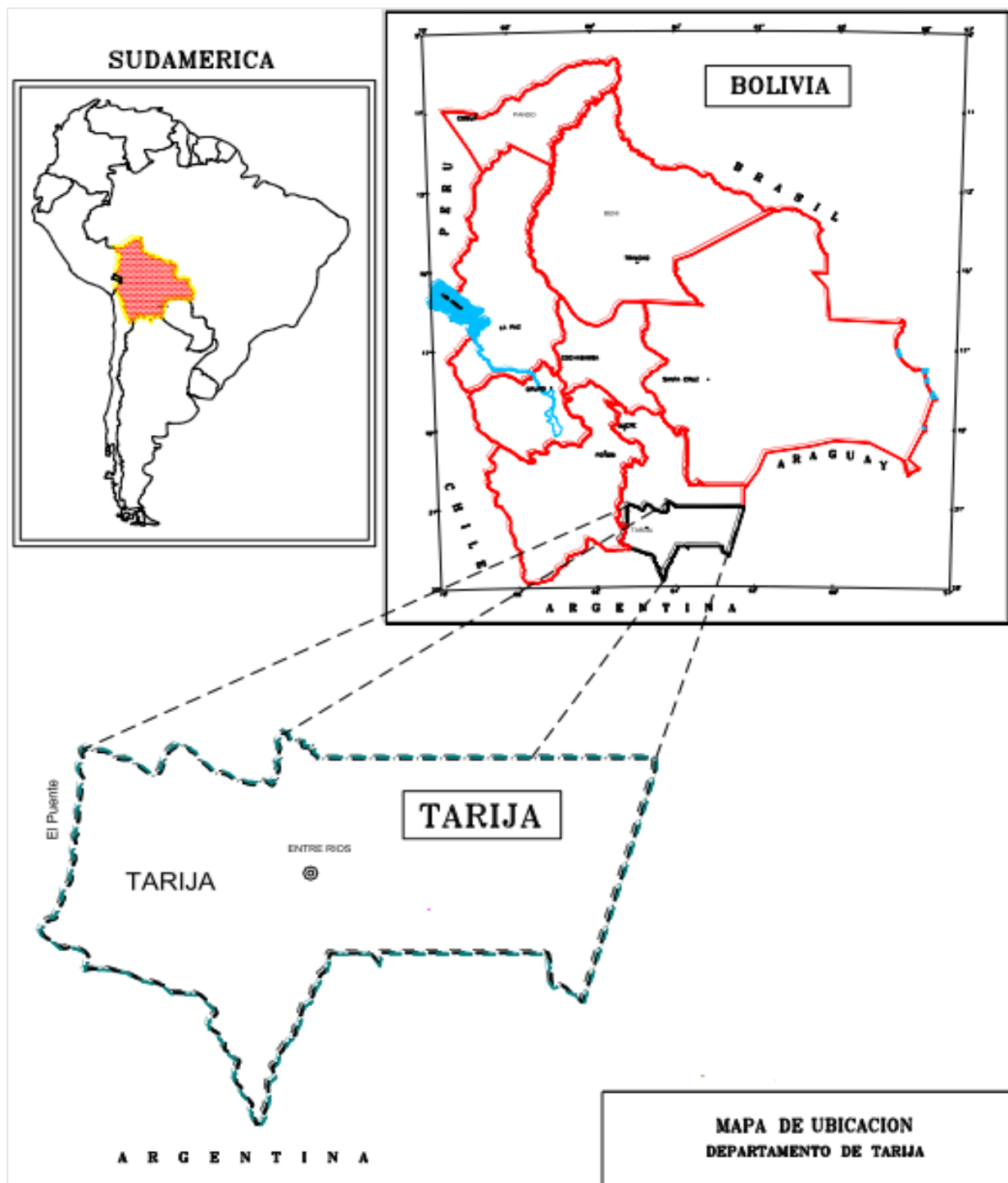
Sección Municipal: Primera sección.

Figura N° 1.1. Detalle de la Ubicación del Proyecto.



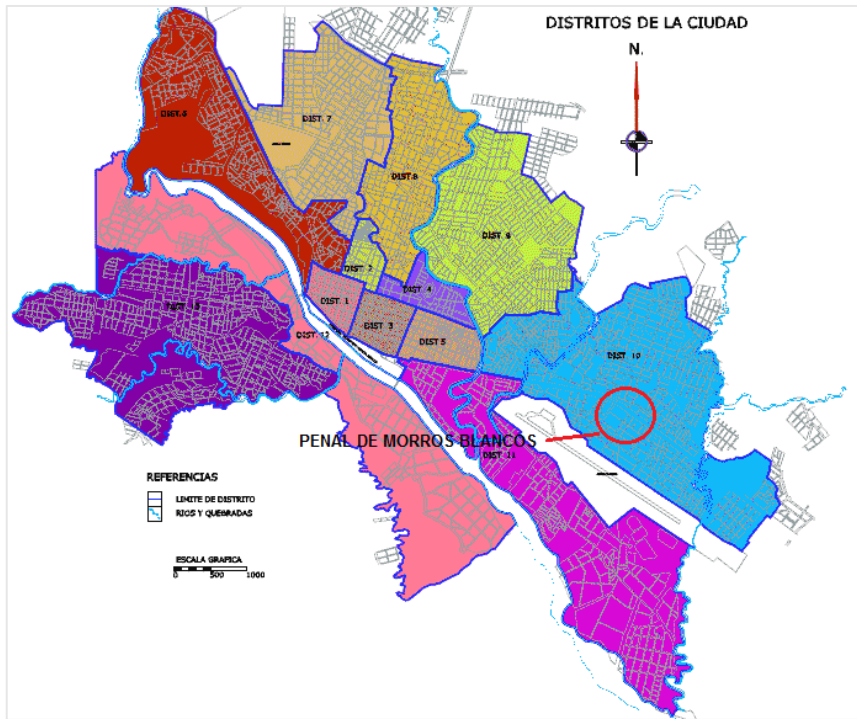
Fuente: Google Eart.

Figura N° 1.2. Ubicación del Proyecto en el Departamento de Tarija.



Fuente: Gobierno Autónomo del Departamento de Tarija - Dirección de obras públicas.

Figura N° 1.3. Ubicación del Proyecto en el Distrito 10 de la ciudad de Tarija.



Fuente: Gobierno Autónomo del Departamento de Tarija - Dirección de obras públicas.

Figura N° 1.4. Ubicación del Proyecto en el Penal de Morros Blancos.



Fuente: Gobierno autónomo del Departamento de Tarija - Dirección de obras públicas.

1.5.2. Clasificación Sectorial

Sector: Educativo.

Subsector: Reclusorios.

Tipo de Proyecto: Diseño Estructural de la Infraestructura.

1.5.3. Identificación del área de influencia del proyecto

Población del Área de Influencia del Proyecto.

Tomando en cuenta que actualmente que el penal de Morros Blancos tiene radio de acción de toda la ciudad de Tarija y las provincias que no cuenta con carceletas como ser la provincias Avilés, Méndez, primera sección de Arce Padcaya y las demás provincias cuando los reos son peligrosos y el juez ve por conveniente que los delincuentes guarden detención en el penal de Morros Blancos, por lo que se puede afirmar que el proyecto alcanza a todo el Departamento de Tarija.

En el siguiente cuadro se muestra la población penitenciaria actual:

Cuadro N° 1.1 Población Penitenciaria 2008.

REOS		
VARONES	MUJERES	TOTAL
166	18	184

Fuente: Registro del penal de morros blancos (2008).

Cuadro N° 1.2 Población Penitenciaria 2016.

REOS		
VARONES	MUJERES	TOTAL
419	46	465

Fuente: Registro del penal de morros blancos (2016).

El excesivo incremento de la delincuencia en el Departamento de Tarija, ocasiona un elevado índice de crecimiento de los reos que ingresan al penal de Morros Blancos, y para evitar el hacinamiento de los reos que viven en dicho penal, se ve como conveniente la construcción del Bloque de Régimen Progresivo.

Índice de crecimiento anual de la población penitenciaria.

184 *reos* → 2008

184 *reos* → 100%

465 *reos* → 2016

281 *reos* → x

$$x = \frac{210 * 100}{184} = \frac{152,72}{8} = 19,09 \%$$

Proyectando a 20 años de vida útil: $t = 20$ años

Método aritmético.

$$P_{f=P_o} * \left(1 + \frac{i * t}{100}\right) = 465 * \left(1 + \frac{19 * 20}{100}\right) = 2232 \text{ reos.}$$

De acuerdo a la población actual, se procedió a proyectar la población para los próximos 20 años, considerando la tasa de crecimiento de la población penitenciaria de 19 %, lo cual indica que la población beneficiaria para el año 2036 será de 2232 habitantes, de acuerdo al método ajustado de proyección.

Actividad Económica.

La actividad económica en la población penitenciaria es totalmente baja debido a varios factores como ser la responsabilidad de los reos, sus habilidades propias de cada uno, las limitaciones son la provisión de materia prima, la comercialización de sus productos, por lo que la actividad económica dentro del penal de Morros Blancos es de subsistencia, con la elaboración básicamente de artesanías.

Nivel de Ingreso Familiar.

El nivel de ingreso familiar es nulo ya que por lo que general algunas personas trabajan y solamente les alcanza para subsistir ellos y las familias se encuentran abandonadas y desprotegidas.

Acceso.

Los accesos son un aspecto fundamental que se ha tomado en cuenta para el diseño de cada parte del recinto, desde el exterior el acceso se ha previsto por un ingreso principal hasta el área designado pública, dentro este se tiene diferentes accesos hacia áreas semipúblicas, y por otros accesos a los diferentes regímenes abiertos y regímenes cerrados. Cada punto de paso de acceso a acceso se cuenta con una excusa para el control del paso.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

En el siguiente capítulo se detallara la definición de cada uno de los materiales, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos estructurales de la edificación.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicarán las recomendaciones del Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE-08, además se adoptará las recomendaciones constructivas mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), ya que en nuestro país no se cuenta con normativas exclusivamente para el diseño de recintos penitenciarios.

Es conveniente aclarar que el Reglamento Técnico de Construcciones solo se tomará como recomendación constructiva y no en el diseño estructural de la edificación.

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural, además es un aspecto muy relevante al momento de la delimitación del terreno y el emplazamiento físico de la edificación.

Para el proyecto el levantamiento topográfico fue facilitado por técnicos de la Gobernación del Departamento de Tarija, Secretaría de Obras Públicas, Dirección de Infraestructura.

El método usado para representar formas y relieve de la superficie del terreno, son curvas de nivel las cuales permiten determinar de forma más sencilla, cotas y elevaciones en cualquier punto del terreno y en consecuencia en las curvas de nivel se puede observar las depresiones, obstáculos y planicie que presenta la superficie del terreno, para la obtención de las curvas de nivel se lo realizó con ayuda del paquete informático CIVIL 3D 2013.

2.2. Estudio de suelos

Un estudio de suelos es el que nos permite conocer las características físicas y geológicas del suelo, desde la secuencia litológica, las diferentes capas y su espesor, la profundidad del nivel de agua subterránea, hasta la capacidad de resistencia de un suelo o roca. También nos permite conocer el tipo de cimentación más adecuado para el tipo de obra a construir.

Es de suma importancia realizar este estudio para evitar problemas en el proceso de construcción o incluso al terminar la obra.

En cualquier diseño estructural se debe realizar un estudio de suelos en el lugar donde se va a cimentar la edificación, para determinar la capacidad máxima de carga del terreno. Esto se realizará mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo SPT (penetrómetro dinámico estándar). Este ensayo permite obtener la densidad relativa del suelo.

Realizado el ensayo en campo se procede a los siguientes ensayos en laboratorio:

- Contenido de humedad de la muestra.
- Ensayos de granulometría y límites de Atterberg para determinar su clasificación de suelos según AASHTO y SUCS

Una vez con la clasificación del suelo, se puede determinar la resistencia del suelo a nivel de fundación.

2.3. Diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico fue realizado y facilitado por técnicos de la Gobernación del Departamento de Tarija, Secretaría de Obras Públicas, Dirección de Infraestructura.

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas arquitectónicas de acuerdo a las características y recomendaciones propias para recintos penitenciarios y el lugar donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo.

2.4. Idealización de la estructura

2.4.1. Cubierta

En este caso por tratarse de un recinto penitenciario es conveniente adoptar como cubierta una losa maciza de hormigón armado, como recomienda el Reglamento Técnico de Construcciones de Establecimientos de Reclusión.

Se adoptará como normativas de diseño de la cubierta el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 (EHE - 08).

Además se usara como recomendación constructiva el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia).

El reglamento recomienda para el diseño de cubiertas para establecimientos de reclusión lo siguiente:

La losa deberá poseer una resistencia a la agresión equivalente o superior a un tabique de Hormigón Armado de 14 cm de espesor, con una doble malla de barras de acero A44-28H, 8 mm de diámetro con una separación máxima de 15 cm entre sí y un Hormigón H25 de 90% de confiabilidad.

Por lo tanto se adoptara para el diseño de la cubierta del Bloque de Régimen Progresivo una losa maciza de hormigón armado, la losa tendrá un espesor de 15 cm, una resistencia característica del hormigón de 255 kg/cm^2 y el límite de fluencia del acero de 5100 kg/cm^2 .

La armadura de 8 mm de diámetro se colocará tanto en la parte superior como inferior de la losa con una separación de 15 cm, tal como recomienda el reglamento técnico de edificaciones de establecimientos de reclusión.

El Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión, solo se usara como recomendación constructiva y no en el diseño.

2.4.2. Sustentación de la edificación

La estructura de sustentación del Bloque de Régimen Progresivo está constituida por varios pórticos. Los cuales estarán compuestos de columnas de sección cuadrada, vigas de sección rectangular y losas macizas de hormigón armado.

Los elementos estructurales serán diseñados de la manera más óptima posible para que el acero y el hormigón trabajen en conjunto aprovechando al máximo sus propiedades mecánicas, para el diseño se adoptara el Código Boliviano de Hormigón CBH- 87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 (EHE - 08).

También se adoptará las recomendaciones constructivas mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia).

Al igual que en la cubierta se adoptara, una resistencia característica del hormigón de 255 kg/cm^2 y el límite de fluencia del acero de 5100 kg/cm^2 .

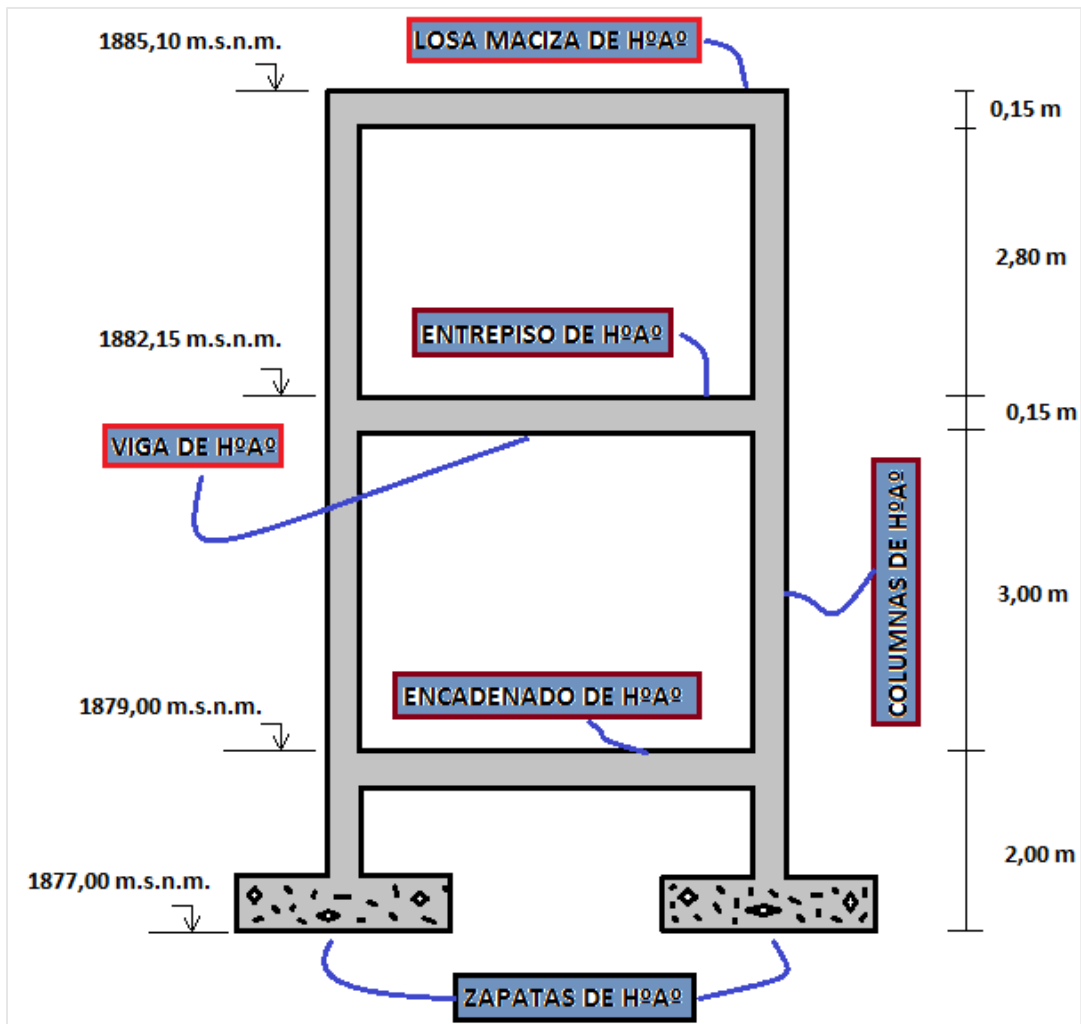
2.4.3. Fundaciones

Luego del análisis y estudio de suelos realizado en el lugar donde se va a cimentar la edificación, se decidió el diseño de zapatas aisladas, se eligió este tipo de zapatas por los siguientes motivos fundamentales:

- El lugar donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo cuenta con un suelo de características aptas para cimentar la estructura.
- las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas.
- Son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos.
- No presenta nivel freático, lo cual es dañino para fundaciones y presenta dificultad al momento de materializar las fundaciones.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

Figura N° 2.1. Planteamiento Estructural del Bloque de Régimen Progresivo.



Fuente: Elaboración Propia.

2.5. Diseño estructural

Para el diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo, se tomara como normativas de diseño el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE-08.

También se adoptará recomendaciones constructivas mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia).

Para materializar el diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo se empleará el programa estructural CYPE CAD – 2015.

2.5.1. Análisis de cargas

El análisis de cargas es un procedimiento que permite conocer las cargas que ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. Es decir, las cargas vivas y muertas que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

Acciones en la edificación.- Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural.

Clasificación de las acciones o cargas.

Carga gravitatoria. Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueden actuar por razón de uso, y de la nieve en las cubiertas. Son cargas siempre verticales. Pueden ser de los siguientes tipos:

Con carga. Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo.

Se descompone en:

- **Peso propio.** Es la carga debida al elemento resistente. El peso propio de un elemento resistente, cuyas dimensiones van a determinarse en el cálculo, se estimará inicialmente, pudiendo para ello utilizarse tablas o fórmulas empíricas, o datos de estructuras construidas de características semejantes. Con las dimensiones calculadas se determinará el peso propio real del elemento y se rectificarán, si es preciso, los cálculos basados en la estimación.
- **Carga permanente.** Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta la estructura.
- **Sobrecarga de uso.** Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.

La norma NBE-AE / 88, se aplicara en el proyecto y en la obra de toda edificación, cualquiera sea su clase o destino.

Cuadro 2.1. Sobre Carga de Uso.

Uso del elemento	Sobrecarga Kg/m ²
A. Azoteas.	
Accesibles solo para conservación	100
Accesibles solo privadamente	150
Accesible al publico	según su uso
C. Hoteles, Hospitales, Cárceles.	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas,escaleras,accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art.3,5

Fuente: Norma Básica de la Edificación "NBE-AE/88. Acciones en la edificación.

2.5.2. Cubierta

En este caso por tratarse de un recinto penitenciario es conveniente adoptar como cubierta una losa maciza de hormigón armado, como recomienda el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión.

El proyecto comprende el diseño estructural aplicando el Código Boliviano del Hormigón CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE-08, además como recomendación constructiva el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia)

2.5.3. Estructura de sustentación de la edificación

2.5.3.1. Normas de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales de la estructura de sustentación se adoptará el Código Boliviano del Hormigón CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE – 08.

Es conveniente aclarar que el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), solo se tomará como recomendaciones constructivas y no así en el diseño de los elementos estructurales.

2.5.3.2. Hipótesis de cargas

Cuando la reglamentación de la estructura no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de carga enunciadas a continuación.

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

$$\text{Hipótesis II: } 0,9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0,9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III } 0,8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

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

W_{eq} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica, en general se tomara $W_{eq} = 0$.

F_{eq} = valor característico de la acción sísmica.

2.5.3.3. Parámetros de diseño

Los materiales empleados para la fabricación de las piezas de hormigón armado son el hormigón y el acero de refuerzo, que se describen a continuación:

2.5.3.3.1. Hormigón

El Hormigón es un material semejante a la piedra, que se obtiene mediante la mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava u otro agregado y agua.

Una característica importante tanto del hormigón como del acero es que el coeficiente de expansión y contracción térmica de ambos varía en una cantidad pequeña ($\alpha_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,000011 \text{ m/m}^{\circ}\text{C}$ y para el acero $\alpha_{A^{\circ}} = 0,000012 \text{ m/m}^{\circ}\text{C}$), esta ventaja es sumamente importante ya que permite a los dos materiales trabajar de una manera conjunta. Habitualmente el hormigón de una estructura es definido en el proyecto fijando tres de sus parámetros fundamentales:

- Tamaño máximo del árido.
- Consistencia.
- Resistencia a compresión.

2.5.3.3.1.1. Propiedades mecánicas del Hormigón

Entre las propiedades mecánicas, la resistencia a compresión del hormigón se refiere a la amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de ruptura por compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a partir de la amasada, conservadas y ensayadas. Al igual que la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas.

2.5.3.3.1.2. Resistencia a compresión

La resistencia característica del hormigón es el resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), asociado a un valor de un 95% de probabilidad de ocurrencia.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (f_{ck}), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la siguiente tabla:

Cuadro 2.2. Coeficiente de Conversión de la Resistencia a Compresión Respecto a Probetas del Mismo Tipo a Diferentes Edades.

Clase de hormigón	Edad, en días				
	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,4	0,65	1	1,2	1,35
Hormigones de endurecimiento rápido	0,55	0,75	1	1,15	1,2

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.3.3.1.3. Resistencia a tracción

Al igual que la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas. Esta resistencia bien puede determinarse mediante el ensayo brasileño, que utiliza probetas cilíndricas, de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de 28 días de edad.

Una manera de determinar la resistencia a tracción a j días, teniendo el valor de la resistencia a los 28 días, es mediante la siguiente tabla:

Cuadro 2.3. Coeficiente de Conversión de la Resistencia a Tracción Respecto a Probetas del Mismo Tipo a Diferentes Edades.

Clase de hormigón	Edad, en días				
	3	7	28	90	360
Hormigones de endurecimiento normal	0,4	0,7	1	1,05	1,1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.3.3.1.4. Módulos de deformación longitudinal

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial E_o del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real σ - ϵ), a la edad de j días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{En kg/cm.} \quad E_o = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{En MPa.}$$

Donde: f_{cj} resistencia característica a compresión del hormigón a j días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante, E_s (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 6000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{En MPa} \quad E_s = 0,90 \cdot E_o$$

Válido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de $0,5f_j$. en esta expresión debe entrarse con f_j en MPa.

2.5.3.3.1.5. Coeficiente de Poisson

Para el coeficiente de Poisson, relativo a las deformaciones elásticas, bajo tensiones normales de utilización, se tomará un valor medio, μ igual a 0,20. En ciertos cálculos, puede despreciarse el efecto de la dilatación transversal.

2.5.3.3.1.6. Coeficiente de dilatación térmica

Como coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado, se tomara:

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

2.5.3.3.2. Acero

El Acero refuerzo está conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar anclaje y adherencia necesaria. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. El resultado de la unión de estos dos materiales es el hormigón armado

Las armaduras para hormigón son de acero y están constituidas generalmente por: barras lisas o barras corrugadas. Los diámetros nominales, en milímetros, de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado son:

Cuadro N° 2.4. Diámetros y áreas de aceros (Barras lisas y corrugadas).

Diametro, en mm	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Area, en cm ²	0,1	0,283	0,503	0,785	1,131	2,01	3,142	4,909	8,042	12,57	19,64

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Se considerará como límite elástico f_y del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %.

2.5.3.3.2.1. Barras corrugadas

Son las que presentan en el ensayo de adherencia por flexión, una tensión media de adherencia (τ_{bm}) y una tensión de rotura de adherencia (τ_{bu}) que cumplen las dos condiciones siguientes:

Diámetros menores a 8 mm: $\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} \geq 11.5 \text{ MPa}$$

Diámetro de 8 a 32 mm, ambos inclusive:

$$\tau_{bm} \geq 8 - 0.12 \cdot \emptyset \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \geq 13 - 0.20 \cdot \emptyset \text{ MPa}$$

Donde: \emptyset = diámetro en mm

Diámetros superiores a 32 mm: $\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa}$

Los anteriores valores tienen aplicación para determinar la resistencia de cálculo para adherencia (τ_{bd}).

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas del siguiente cuadro:

Cuadro N° 2.5. Características mecánicas mínimas de las barras corrugadas.

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico f_y , en Mpa no menor que	carga unitaria de rotura f_s , en Mpa no menor que (2)	Alargamiento de rotura, en % sobre base de cinco(5) diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,1
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,2
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,1
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,1

(1) AH = Acero para hormigón (D.N. = Dureza natural, E.F. = Estirado en frío).

(2) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(3) Relación mínima, admisible, entre los valores de la carga unitaria de rotura y del límite elástico, obtenidos en cada ensayo.

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.3.3.2.2. Resistencia característica

La resistencia característica del acero f_{yk} , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente f_y , o convencional al 0,2%, $f_{0,2}$).

2.5.3.3.2.3. Resistencia de cálculo

Se considera como resistencia de cálculo o de diseño del acero, el valor f_{yd} , dado por:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

Donde: f_{yk} = límite elástico del proyecto.

γ_s = coeficiente de minoración del acero igual a 1,15.

La anterior expresión es válida tanto para tracción como para compresión.

2.5.3.3.2.4. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras nombradas en el cuadro N° 2.4, como módulo de deformación longitudinal se tomará:

$$E_s = 210'000 \text{ MPa.}$$

2.5.3.3.2.5. Coeficiente de dilatación térmica

El coeficiente de dilatación térmica del acero se asumirá igual al del hormigón, es decir:

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C.}$$

2.5.3.3.2.6. Estados límites últimos

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

Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.

- Estado límite de agotamiento o de rotura, definido por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- Estado límite de inestabilidad o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia, en general, a nivel de elemento estructural.)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- Estado límite de anclaje, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los siguientes:

Cuadro N° 2.6. Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales.

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1,15$		0,05
		Reducido	0
		Normal	-0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	0,2
		Normal	0
		Intenso (2)	-0,1
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia de proyecto del hormigón deberá minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptara 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.			

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2.5.3.3.2.7. Estados límites de servicio o de utilización

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

Las comprobaciones a realizar en ELS para el hormigón armado son tres:

- **Estado límite de fisuración:** caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.
- **Estado límite de deformación:** caracterizado por rebasarse una determinada cota de deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.
- **Estado límite de vibración:** caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Por razones estéticas los estados límites de servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación.

Para evitar fisuración excesiva del hormigón de recubrimiento de las armaduras deben disponerse las armaduras de tracción de forma que se limite la anchura de las mismas. De esta forma se evita que la fisura penetre hasta llegar a la armadura y se puedan producir fenómenos de corrosión indeseable.

No se debe olvidar que en la zona de tracciones el hormigón estará siempre fisurado, pero se puede conseguir que estas fisuras sean de tamaño suficientemente pequeño.

2.5.3.4. Elementos estructurales

2.5.3.4.1. Losa Maciza de Hormigón Armado

La losa maciza descansa sobre vigas a las cuales les transmiten su carga y éstas a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas.

El refuerzo para estas losas se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada una de ellas. Este tipo de losa es comúnmente usado en la construcción, por ser sencillo de construir y por ser fácilmente adaptable a diseños irregulares.

El diseño se realiza tanto por flexión como por corte, de manera similar al realizado para las losas aligeradas. Además, al igual que en el caso de las losas aligeradas sólo se consideran las cargas de gravedad.

Entre las desventajas de este tipo de losas es que son caras, más pesadas tienen un mayor espesor con referencia a las losas alivianadas.

Cargas actuantes en el forjado.

- Peso propio de forjados.
- Sobre pisos y acabados: Para determinar esta carga se tomara en cuenta el peso del piso y el peso del cielo raso.
- Carga de muros: Se adopta el peso de los ladrillos, cemento, arena, carga de revoque.
- Carga accidental: Es aquella que está dada por norma (sobre carga de uso).

Para determinar el área de armadura que requiere la losa de acuerdo a la norma se aplica

las siguientes fórmulas:

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

El área de armadura para la losa será: $A_S = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

Armadura mínima necesaria: $A_{S \min} = w_{s \min} * b_w * h$

El área de armadura final será el mayor de los dos.

2.5.3.4.2 Vigas de Hormigón Armado

Las vigas son elementos estructurales sometidos primordialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

Armadura longitudinal.

Según la norma CBH-87, las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

Momento mayorado. $M_d = 1,6 * M$

Momento reducido de cálculo: $\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$

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

Con μ_d se entra en el Cuadro N° 2.8 y se obtiene la cuantía mecánica w_s .

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto se encuentra la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón del siguiente cuadro.

Cuadro N° 2.7. Cuantías Geométricas, Mínimas, Referidas a la Sección Total de Hormigón, en tanto por mil.

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

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria en la pieza.

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h$$

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

Cuadro N° 2.8. Tabla Universal para Flexión Simple o Compuesta

Aceros de dureza natural.

μ	ω	W/f_{yd}	
0,03	0,031		DOMINIO 2
0,04	0,0415		
0,05	0,0522		
0,06	0,063		
0,07	0,0739		
0,08	0,0849		
0,0886	0,0945		
0,09	0,0961		
0,1	0,1074		
0,11	0,1189		
0,12	0,1309		
0,13	0,1425		
0,14	0,1546		
0,15	0,1669		
0,1592	0,1785		
0,16	0,1795		DOMINIO 3
0,17	0,1924		
0,18	0,2055		
0,19	0,219		
0,2	0,2327		
0,21	0,2468		
0,22	0,2613		
0,23	0,2761		
0,24	0,2913		
0,25	0,307		
0,2517	0,3097		
0,26	0,3231		
0,27	0,3398		
0,28	0,3571		
0,29	0,375		
0,3	0,3937		DOMINIO 4
0,31	0,4132		
0,3155	0,4244		
0,32	0,4337		
0,33	0,4553		
0,3319	0,4596		
0,34	0,4783		

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Armadura transversal.

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [\text{kg/cm}^2]$$

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu} \quad A_{S \text{ min}} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Si: } V_d \geq V_{cu} \quad V_{OU} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

V_d debe ser menor o igual que V_{ou} , y mayor que V_{cu} , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

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

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de debe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

2.5.3.4.3. Columnas de Hormigón Armado

Las columnas son elementos estructurales de hormigón armado. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

La armadura está constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

En una barra determinada, cuando el esfuerzo axial de compresión supera un determinado valor denominado carga crítica se produce un fenómeno de inestabilidad denominado pandeo que produce el colapso irreversible de la pieza.

Columnas cortas y largas.

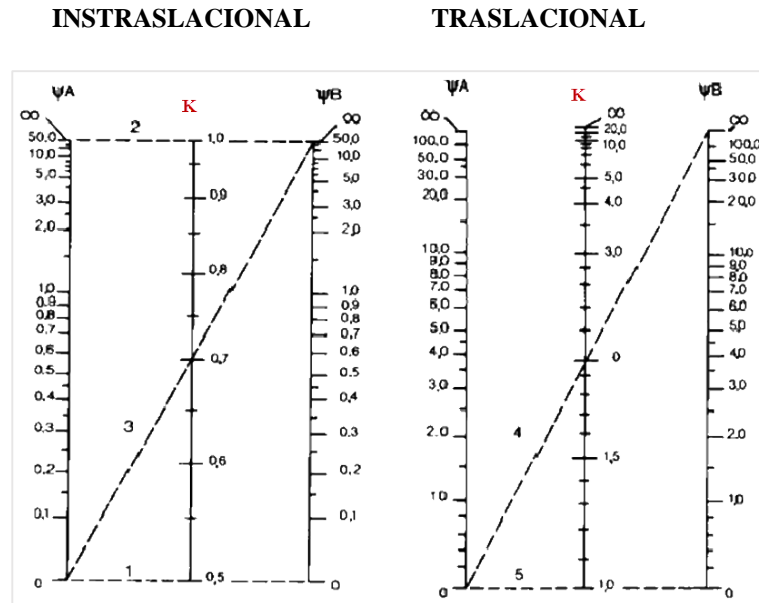
Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que origina que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas por su esbeltez pueden clasificarse en: Columnas cortas y columnas Largas

La esbeltez de un elemento se determina mediante la siguiente fórmula:

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}}$$

Con estos valores de Ψ_A y Ψ_B se va al nomograma figura N° 2.2. Y se obtiene el coeficiente K (para pórticos intraslacionales).

Figura N° 2.2. Nomogramas para Determinar el Factor K de Longitud Efectiva en Columnas de Pórticos.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

Valores límites para la esbeltez:

- (1) $\lambda < 35$ ($\lambda g < 10$) pieza considerada corta
- (2) $35 \leq \lambda \leq 100$ ($10 \leq \lambda g \leq 29$) puede calcularse excentricidad adicional

Cálculo de la longitud de pandeo y esbeltez geométrica

$$l_o = k * l \qquad \lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Calculo de la esbeltez de la columna

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Dónde: l_o = Es la longitud de pandeo

k = Coeficiente de pandeo

Excentricidad mínima de cálculo.

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20}$$

$$e \geq 2 \text{ cm}$$

Excentricidad de primer orden $e_{ox} = \frac{M_{dy}}{Nd}$ $e_{oy} = \frac{M_{dx}}{Nd}$

Excentricidad por construcción $e = \frac{h}{20}$

Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{cd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4}$$

$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) * \frac{b + 20 * e_{oy}}{b + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{b} * 10^{-4}$$

Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{ax}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{ay}$$

Resistencia del hormigón.

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción, así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es:

$$f_{cd} = 0.9 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Armadura longitudinal.

Mayoración de los momentos y la normal.

$$N_d = 1.6 * N \qquad M_{dx} = 1.6 * M_x \qquad M_{dy} = 1.6 * M_y$$

Determinación del momento de diseño

$$M_{dx} = e_{fx} * N_d$$

$$M_{dy} = e_{fy} * N_d$$

Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} * h_x h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos

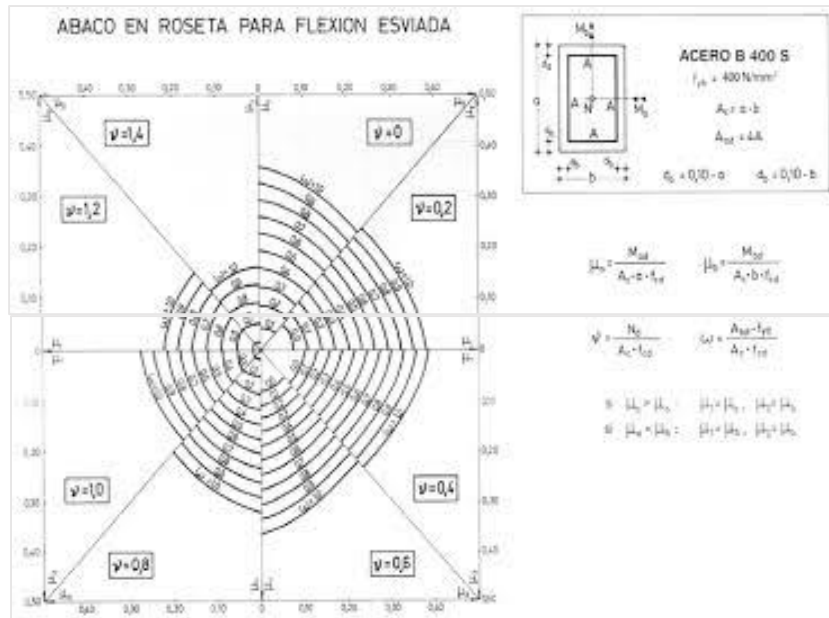
$$v = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c * h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c * h_x}$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en roseta de flexión esviada y se obtiene la cuantía mecánica (w) figura N° 2.3.

Figura N° 2.3. Diagrama de Iteración Adimensional.



Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya, 15ª edición.

3.5.4. Estructuras complementarias

Estas estructuras se refieren a los elementos q bien no aportan a la resistencia de la edificación, si son necesarias dentro de la estructura.

3.5.4.1. Escaleras

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 de rellanos.

Los principales elementos de una escalera son:

- a) **Contrahuella:** Es la parte vertical del fondo del peldaño.
- b) **Huella:** Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas.
- c) **Rellano:** Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos. Citamos otros conceptos o partes como son la línea de huella, la proyectura, el ámbito, el tiro y la calabazada:

- d) **Línea de huella:** Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.
- e) **Proyectura:** El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.
- f) **Ámbito:** Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

Dimensionamiento:

Cálculo del espesor de la escalera (t).

$$t = \frac{Ln}{20} \qquad t = \frac{Ln}{25}$$

Ángulo de inclinación de la huella.

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

Altura inicial.

$$h = \frac{t}{\cos \alpha}$$

Altura media.

$$h_m = h + \frac{CP}{2}$$

Cargas que actúan sobre la escalera.

$$W_{u1} = W_D + W_L$$

Momento de diseño.

$$M_{U \text{ diseño}} = 1.6 * M_{max}$$

Momento reducido de cálculo.

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

Cálculo de la cantidad de armadura.

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

Armadura mínima.

$$A_{S \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h$$

2.5.5. Fundaciones

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Dimensionamiento de zapatas.

- **Dimensionamiento del área de la zapata.**

Las dimensiones a y b de la base de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno σ_{adm} .

- a) **Zapata solicitada por una carga axial.**

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

Donde:

N = carga concentrada de servicio.

P = peso propio de la zapata, se estima en 5 % de la carga de servicio.

a, b = dimensiones de la zapata.

- b) **Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y un momento flector.**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{3,4} = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

c) Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y momentos flectores.

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} + \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M_x}{a * b^2} - \frac{6 * M_y}{a^2 * b} \leq \sigma_{adm}$$

Cuando solo hay compresión la resultante de las fuerzas pasan por el núcleo central. Si hay tracción significa que sale del núcleo central.

Determinación del canto útil.

Se dimensionan de modo que no necesiten armadura de corte .para ello se recomienda utilizar un canto útil (d) mayor de las siguientes expresiones:

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1} - \frac{(a_o + b_o)}{4}}$$

$$d_2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k}$$

$$d_3 = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + k}$$

Se adopta el (d) mayor de los tres.

Donde:

$$k = \frac{4 * f_{vd}}{\gamma_f * \sigma_{adm}} ; f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

f_{vd} = resistencia convencional del hormigón a cortante.

f_{cd} = resistencia de cálculo del hormigón.

γ_f = coeficiente de seguridad de la solicitación (1,6).

σ_{adm} = capacidad portante de suelo.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

En este capítulo se presenta la ingeniería del proyecto donde se realizará el análisis, dimensionamiento y cálculo, de los distintos elementos que componen la estructura, basados en el capítulo II (marco teórico) aplicando normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo.

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico de todo el predio del penal de Morros Blancos, fue facilitado por los técnicos de la Gobernación del Departamento de Tarija, Una vez facilitados los datos del levantamiento topográfico se procedió a realizar el trabajo de gabinete con ayuda del programa informático CIVIL 3D 2013, con dicho programa se obtuvo las curvas de nivel y detalles de la edificación ya existente dentro del penal.

Ya con el trabajo de gabinete realizado, se puede observar que la superficie del terreno donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo no tiene un desnivel considerable, con una respectiva nivelación se podría decir que es un terreno casi plano como se puede observar en detalle las curvas de nivel del levantamiento topográfico que se encuentra en el Anexo N° 1.

3.2. Análisis del estudio de suelos

Para determinar la capacidad portante del suelo donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos, se realizó dos estudios de suelos in situ con ayuda del equipo SPT (Standard Penetration Test) a 2 m de profundidad, cuyos resultados del estudio de suelos se detallan más adelante.

Al tratarse de un recinto penitenciario que en la actualidad está en funcionamiento se dificulta el ingreso al lugar donde se va a cimentar el bloque para realizar un estudio de suelos a detalle, ya que no se cuenta con el tiempo necesario para realizar un buen estudio de suelos, además por la seguridad que se requiere en el recinto penitenciario para evitar la fuga de reos que habitan en el penal y por la seguridad personal misma.

Una vez realizado el ensayo de SPT , se procedió a realizar el trabajo de gabinete que dichos resultados se detallan en el Anexo N° 2, tal documento es avalado por el laboratorio de suelos y hormigón de la Universidad Autónoma “Juan Misael Saracho”.

Cuadro N°3.1. Resultados del Estudio de Suelos.

Pozo N°	Profundidad	N° de Golpes	Resistencia Admisible	Tipo de suelo
	m		kg/cm ²	
1	2,00	22	2,50	SUCS CL
2	2,00	15	2,00	SUCS CL

Fuente: Elaboración Propia.

Valores adoptados.

Para el diseño del Bloque de Régimen Progresivo se adoptó la resistencia admisible del pozo N° 2, por los siguientes motivos que se nombran a continuación:

- Por ser el más desfavorable de los dos estudios de suelos realizados.
- Porque ambos estudios de suelos son de características similares.

Es conveniente aclarar que no se pudo realizar un estudio de suelo óptimo y a mayor profundidad como recomienda la norma ASTM D1586, porque no se contaba con el tiempo y condiciones necesarias para realizar un estudio de suelos a detalle.

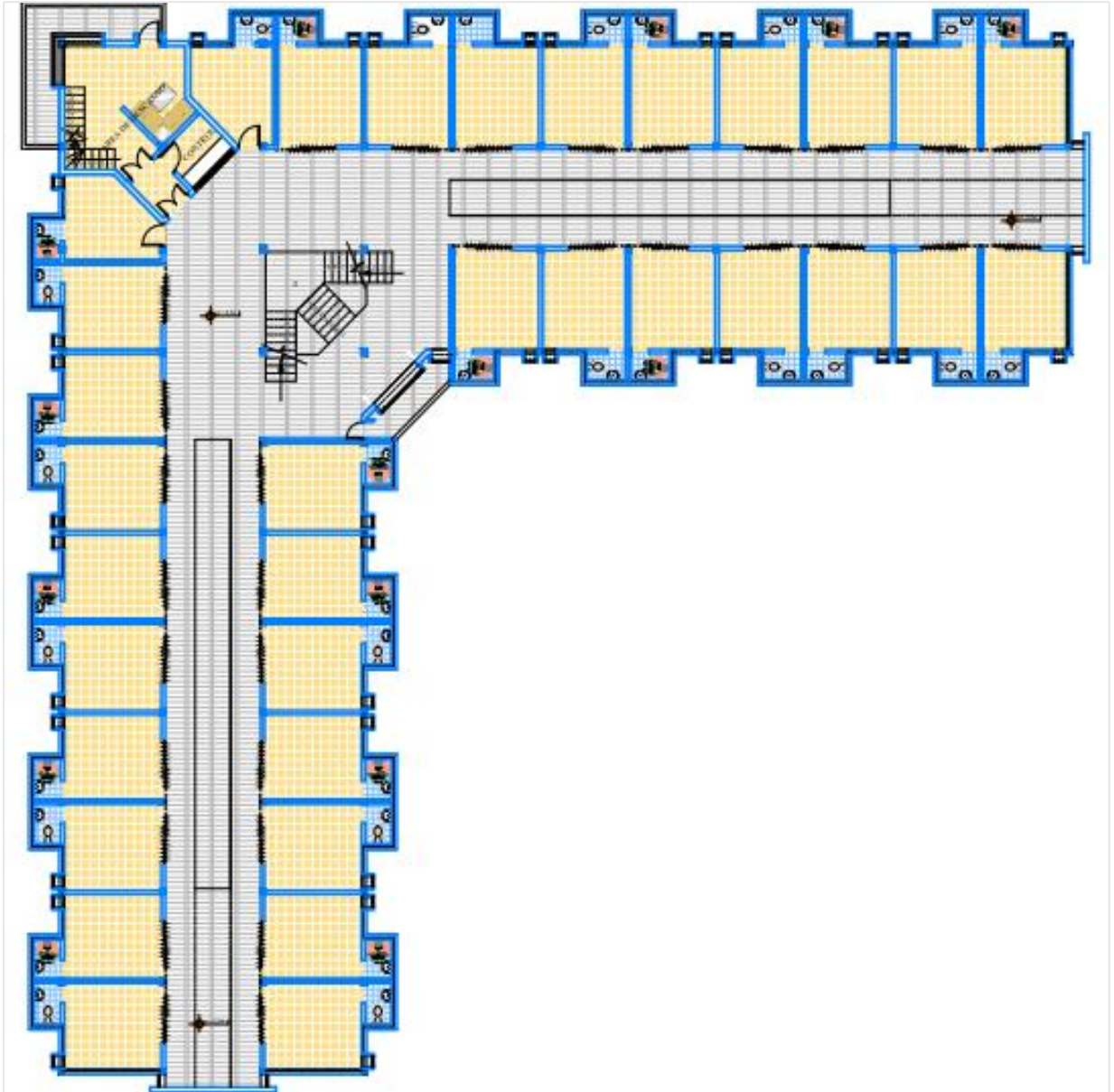
El estudio de suelos del pozo N°1 y pozo N°2 , dio como resultado una arcilla inorgánica de baja compresibilidad, dicho suelo fue clasificado por el método SUCS como se muestra en el Cuadro N° 3.1, siendo un suelo apto para cimentar el Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos.

3.3. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo estará destinado a beneficiar a los reos que habitan en el Penal de Morros Blancos, dicho bloque consta de 68 celdas las mismas que albergaran 3 reos en cada una de ellas.

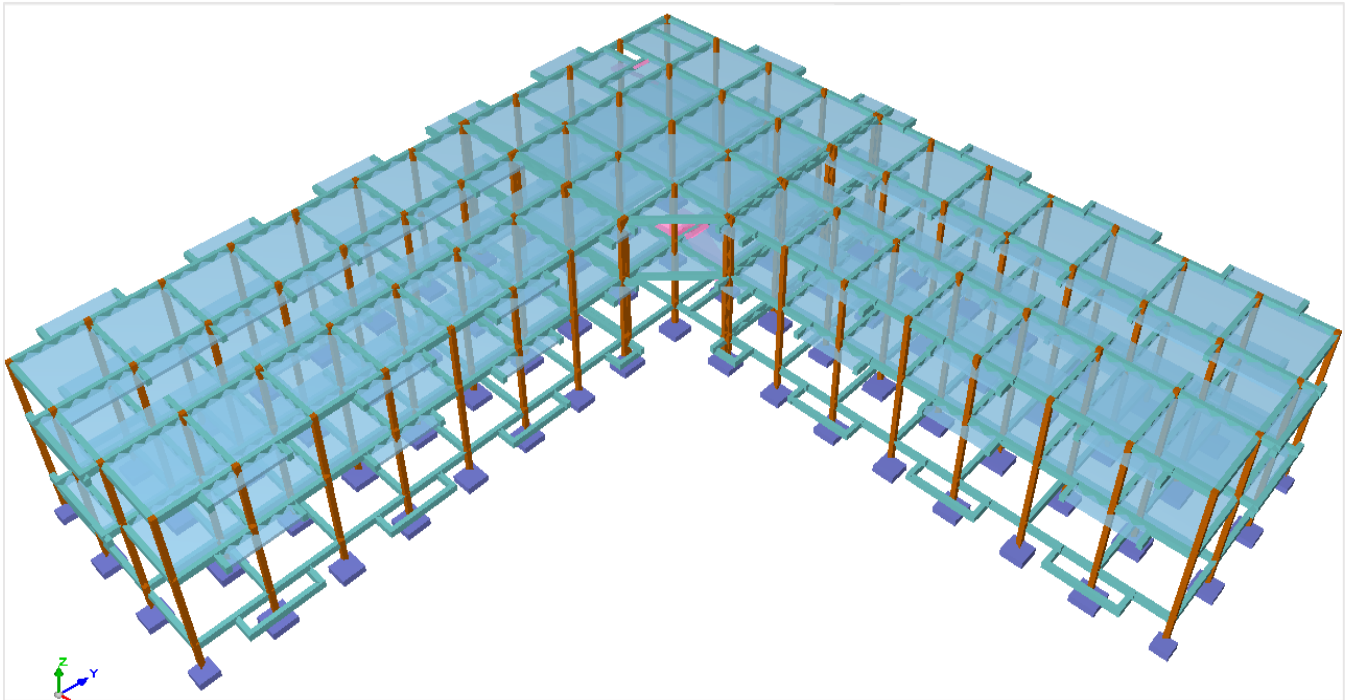
El diseño arquitectónico fue proporcionado por técnicos de la Gobernación Autónoma del Departamento de Tarija, Secretaría de Obras Públicas, Dirección de Infraestructura, el cual se muestran en los planos arquitectónicos en el Anexo N° 8.

Figura 3.1. Vista en Planta del Bloque de Régimen Progresivo.



Fuente: Gobierno Autónomo del Departamento de Tarija - Dirección de obras públicas.

Figura 3.2. Vista 3D del Bloque de Régimen Progresivo.



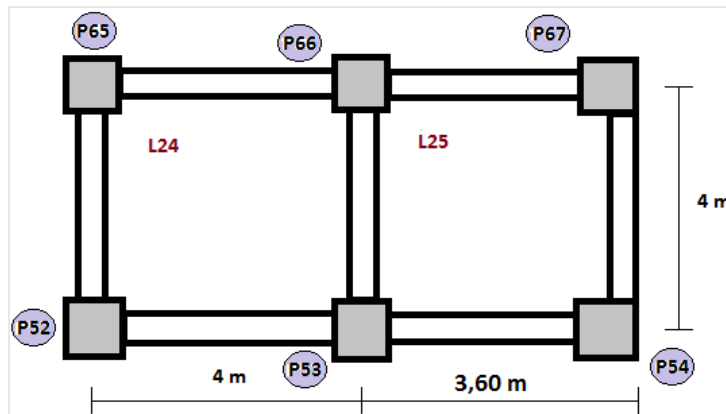
Fuente: Elaboración Propia.

3.4. Planteamiento estructural

3.4.1. Estructura de cubierta

En este caso se realizará el diseño de la losa de hormigón armado de 15 cm de espesor, se dispondrá de acero con límite de fluencia de 5100 kg/cm^2 y una resistencia característica del hormigón de 255 kg/cm^2 .

Figura 3.3. Detalle de Losa Maciza de Hormigón Armado.

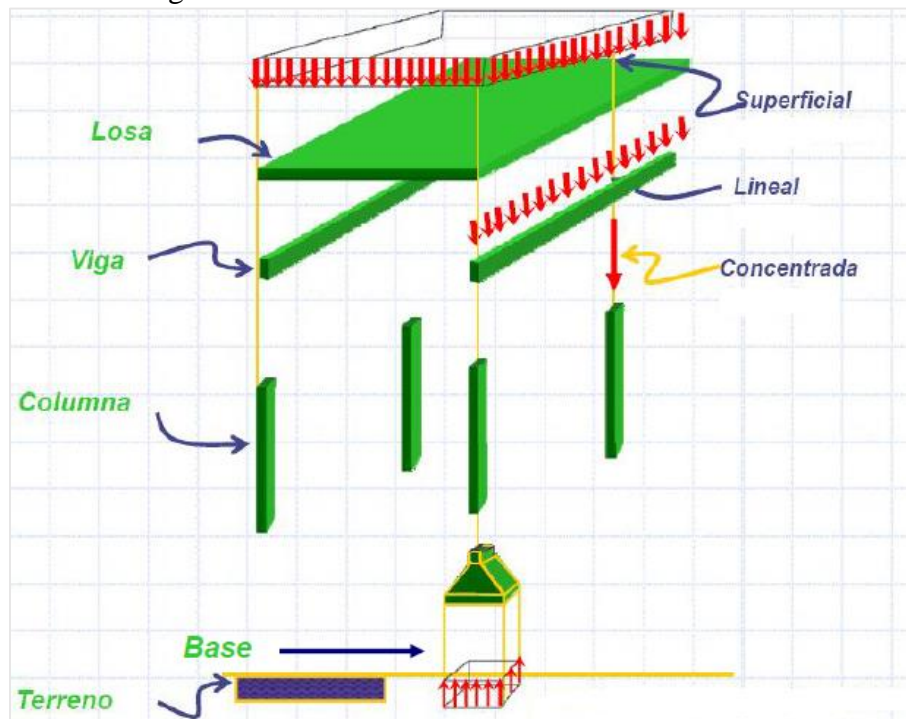


Fuente: Elaboración Propia.

3.4.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación estará compuesta por pórticos de hormigón armado, los mismos que estarán compuestos por vigas de sección rectangular, columnas de sección cuadrada y el entrepiso será de losa maciza de hormigón armado de 15 cm de espesor.

Figura 3.4. Estructura de Sustentación de la Edificación.



Fuente: Elaboración Propia.

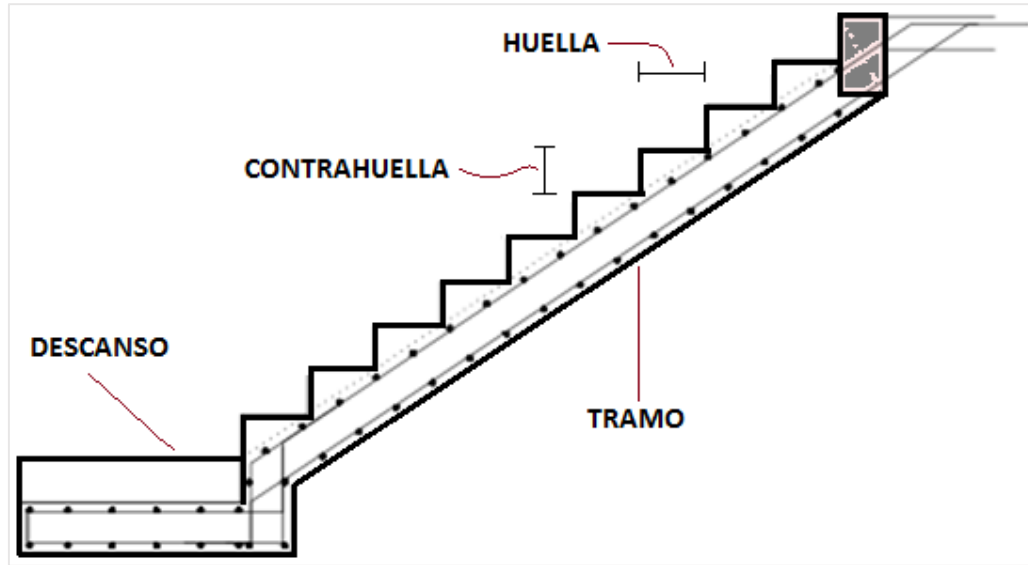
3.4.3. Estructuras complementarias

Para la escalera el tipo de apoyo a nivel de planta superior e inferior se supone articulado, ya sea en forjado o viga exenta, cuyo canto pueda estar embebido en el forjado (viga plana) o descolgado (viga de canto).

A nivel de descansillo se supone articulación con rodillo, apoyado en murete de fábrica, murete de hormigón, viga intermedia o tirantes descolgados de la planta superior.

Para el diseño de la escalera se usará el programa estructural CYPE 2015.

Figura 3.5. Detalle de Escalera.

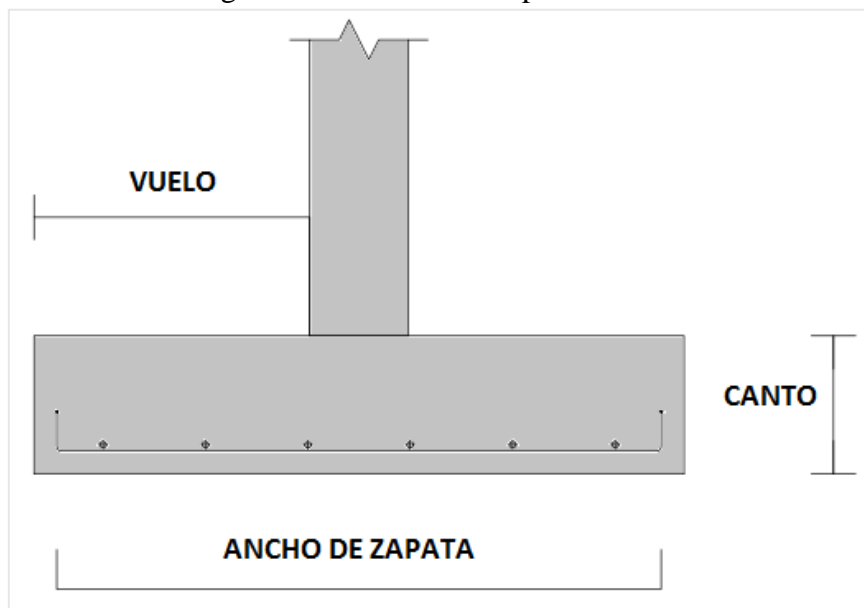


Fuente: Elaboración Propia.

3.4.4. Fundaciones

En este caso por tratarse de un bloque de dos plantas y el lugar donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo cuenta con un suelo apto para cimentar la estructura, se vio como conveniente adoptar zapatas aisladas ya que son más económicas y de fácil ejecución.

Figura 3.6. Detalle de Zapata Aislada.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5. Análisis, Cálculo y Diseño Estructural

3.5.1. Cubierta

La estructura de la cubierta estará compuesta por losas maciza de hormigón armado, para el cálculo se adoptará la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, además se adoptará recomendaciones constructivas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión (Bogotá, Colombia), ya que en nuestro país no se cuenta con normativas o reglamentos que rijan el diseño estructural de este tipo de edificación.

3.5.2. Estructura de sustentación de la edificación

La estructura de sustentación estará compuesta por elementos estructurales de hormigón armado (vigas, columnas, zapatas y losas macizas de hormigón armado), de los cuales se adoptarán las dimensiones constructivas de su respectivo predimensionamiento.

3.5.2.1. Normas Adoptadas para el Diseño Estructural

Para el diseño estructural se usó el Código Boliviano del Hormigón Armado 1987 CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE – 08.

Además se adoptará recomendaciones constructivas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia).

3.5.2.2. Análisis de Cargas

3.5.2.2.1. Carga muerta

En esta carga se consideran todas las cargas permanentes en un periodo de tiempo relativamente largo, como ser; pesos propios de los elementos estructurales, cargas de muros, cargas de pisos, cargas de techo, y las de muebles y accesorios de peso considerable para el cálculo.

Se adoptará la NBE-AE / 88 Norma Básica de la Edificación - Acciones en la Edificación, ya que es de uso obligatorio para el diseño de edificaciones cualquiera sea su uso o destino.

Cuadro N° 3.2. Carga Muerta en la Estructura.

Carga Muerta en la estructura	
Material	Carga
Peso del Hormigón Armado	2500 Kg/m ³

Fuente: Norma Básica de la Edificación- Acciones en la edificación NBE-AE-88.

3.5.2.2.2. Carga Viva

Carga viva en un elemento resistente es el peso de todos los objetos que pueden gravitar sobre el por razones de su uso: personas, muebles, materias almacenadas, vehículos, etc.

Los valores recomendados y calculados estadísticamente en función al servicio que va a brindar la estructura.

A continuación se detallan las cargas que se van a usar para el diseño de recintos penitenciarios.

Cuadro N° 3.3. Carga Viva Para Recintos Penitenciarios.

Carga Viva en la estructura		
Lugar		Carga (Kg/m ²)
Lugares públicos	Salas	300
	Celdas	200
Escalera	Con acceso al público	300

Fuente: Norma Básica de la Edificación- Acciones en la edificación NBE-AE-88.

3.5.2.3. Hipótesis de Carga

Para el cálculo estructural de Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos se usará la siguiente hipótesis de carga:

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

Donde:

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.

γ_{fg} = Coeficiente de ponderación de las acciones.

3.5.2.4. Materiales Usados Para el Diseño Estructural

Cumpliendo con los parámetros de diseño del Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE – 08.

Además las recomendaciones constructivas mínimas del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión (Bogotá, Colombia).

3.5.2.4.1. Hormigón

Como se trata de un recinto penitenciario y se necesita una mayor seguridad para evitar la fuga de los reos se adoptará los siguientes valores según recomienda el reglamento:

- Resistencia característica del hormigón $f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad $21000 * \sqrt{f_{ck}}$.

3.5.2.4.2. Acero

- Límite de fluencia $f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad 2100000 kg/cm^2 .

Como aclaración el acero estructural de límite de fluencia de 500 MPa, es de uso comercial en nuestro medio según la distribuidora Las Lomas (ArcelorMittal), su respectivo respaldo se encuentra en el Anexo N°7.1.

3.5.2.4.3. Coeficientes de Minoración de Resistencia de los Materiales

Según el Código Boliviano del Hormigón CBH-87, los coeficientes están en función del nivel de control de ejecución y de los daños previsibles, de lo cual se adoptó por las condiciones del entorno y la función de la estructura, un nivel de control y daños previsibles normales teniendo para el cálculo de los elementos estructurales los siguientes valores de los coeficientes:

$$\gamma_c = 1,50 \text{ (Coeficiente de minoración para el hormigón).}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Coeficiente de minoración para el acero).}$$

3.5.2.4.4. Coeficiente de mayoración de las cargas

$$\gamma_t = 1.6 \text{ (Coeficiente de mayoración de cargas vivas y muertas).}$$

3.5.3. Diseño Estructural de la Edificación

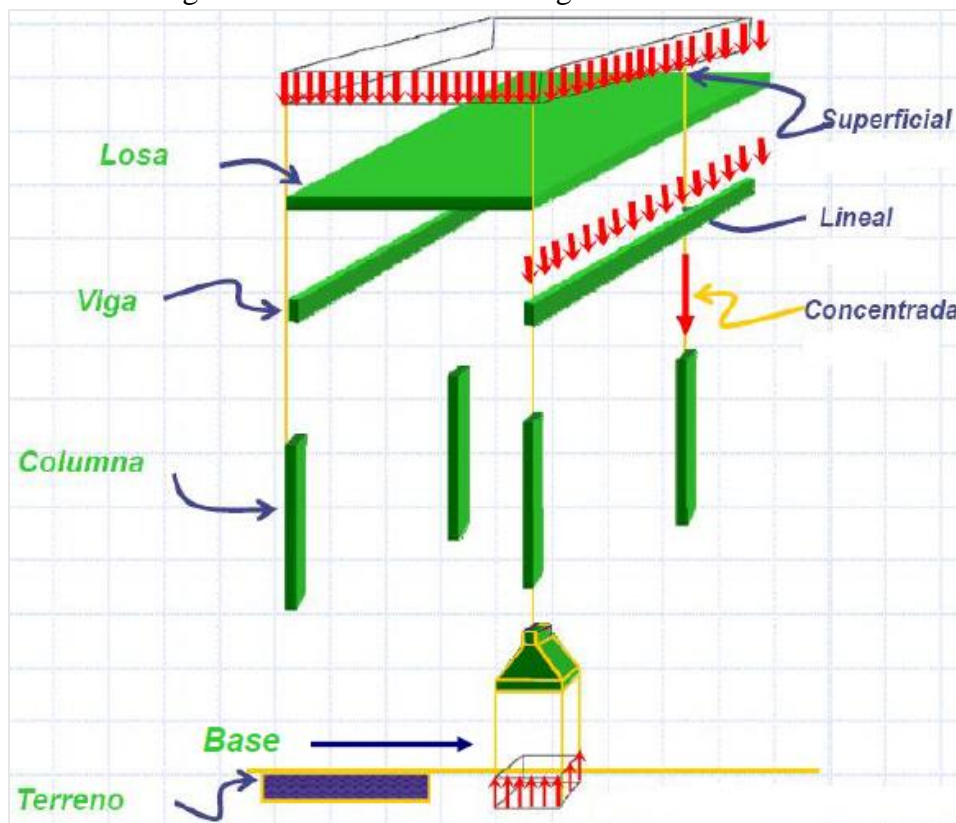
Para el cálculo de elementos estructurales de hormigón armado, se realizó con la ayuda del programa CYPECAD 2015, el cual ofrece la ventaja del diseño integral de toda la estructura.

El resumen de la disposición de armaduras se encuentra en el Anexo N°9, a manera de verificar los resultados obtenidos con el programa se realizó la verificación manual de los elementos estructurales más cargados (losas, vigas, columnas y zapata de fundación).

3.5.3.1. Transmisión de cargas de la estructura

En este apartado se realizará el cálculo manual de transmisión de cargas de los elementos estructurales hacia el suelo de fundación, para luego compararlo con los resultados del programa estructural CYPE CAD 2015.

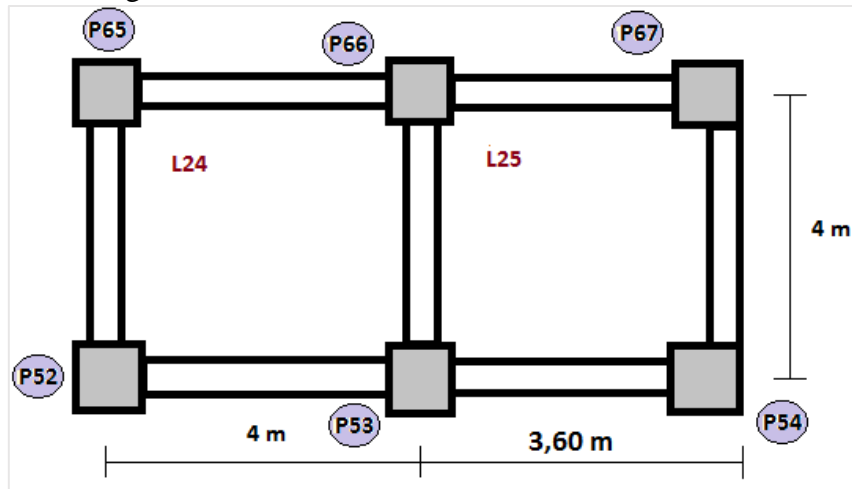
Figura 3.7. Transmisión de Cargas de la Estructura.



Fuente: Elaboración Propia.

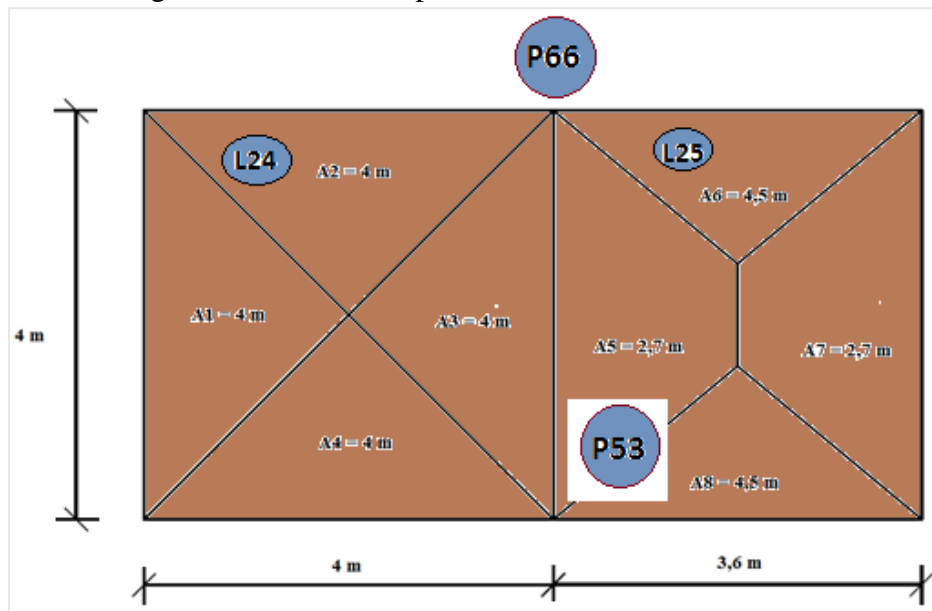
3.5.3.1.1. Transmisión de cargas por área de aporte

Figura 3.8. Detalle de Losas N°24 Y N°25.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.9. Áreas de Aporte en Losas N°24 Y N°25.



Fuente: Elaboración Propia.

Áreas de aporte.

$$A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = 4 \text{ m}^2$$

$$A_5 = A_7 = 2,7 \text{ m}^2$$

$$A_6 = A_8 = 4,50 \text{ m}^2$$

Cargas actuantes en losas.

Peso propio.

$$P_{propio} = \gamma_{Hormigon Armado} * espesor de la losa.$$

$$P_{propio} = 2500 \text{ kg/m}^3 * 0,15 \text{ m} = 375 \text{ kg/m}^2$$

Carga permanente.

Contra piso de nivelación:

$$W_{Carpeta de nivelacion} = \gamma_{Mortero} * espesor de la capeta de nivelacion.$$

$$W_{Carpeta de nivelacion} = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0,05 \text{ m} = 120 \text{ kg/m}^2$$

Piso de baldosa cerámica.

$$W_{Piso} = \gamma_{Baldosa ceramica} * espesor.$$

$$W_{Piso} = 1800 \text{ kg/m}^3 * 0,03 \text{ m} = 54 \text{ kg/m}^2$$

Revoque cielo raso losa.

$$W_{Cielo raso} = \gamma_{Yeso} * espesor.$$

$$W_{Cielo raso} = 1250 \text{ kg/m}^3 * 0,03 \text{ m} = 37,5 \text{ kg/m}^2$$

Peso lámina asfáltica impermeabilizante. 4 kg/m^2

$$\text{Total carga permanente} = 120 + 54 + 37,5 + 4 = 215,50 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva.

300 kg/m^2 para recintos penitenciarios.

$$\text{Peso total actuante en la losa} = 375 + 215,50 + 300 = 890,50 \text{ kg/m}^2$$

Cargas actuantes en la losa:

$$\text{Peso propio (PP)} = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta (CM)} = 215,50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva (CV)} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Hipótesis de cargas:

$$q_u = 1,6 * PP + 1,6 * CM + 1,6 * CV = 1,6 * 375 + 1,6 * 215,5 + 1,6 * 300$$

$$q_u = 1424,80 \text{ kg/m}^2 \approx 1425 \text{ kg/m}^2.$$

Cargas de losas que aportan a las vigas.

Viga entre columnas P53 y P66.

$$W_1 = W_2 = W_3 = W_4 = \frac{4 \text{ m}^2 * 1425 \text{ kg/m}^2}{4 \text{ m}} = 1425 \text{ kg/m.}$$

$$W_5 = W_7 = \frac{2,7 \text{ m}^2 * 1425 \text{ kg/m}^2}{4 \text{ m}} = 961,88 \text{ kg/m.}$$

$$W_6 = W_8 = \frac{4,5 \text{ m}^2 * 1425 \text{ kg/m}^2}{3,6 \text{ m}} = 1781,25 \text{ kg/m.}$$

Peso propio de la viga.

Peso propio de la viga (PP) = 0,20 m * 0,20 m * 2500 kg/m³ = 100 kg/m.

Hipótesis de carga de la viga:

$$W_{Viga} = 1,6 * 100 \text{ kg/m} = 160 \text{ kg/m.}$$

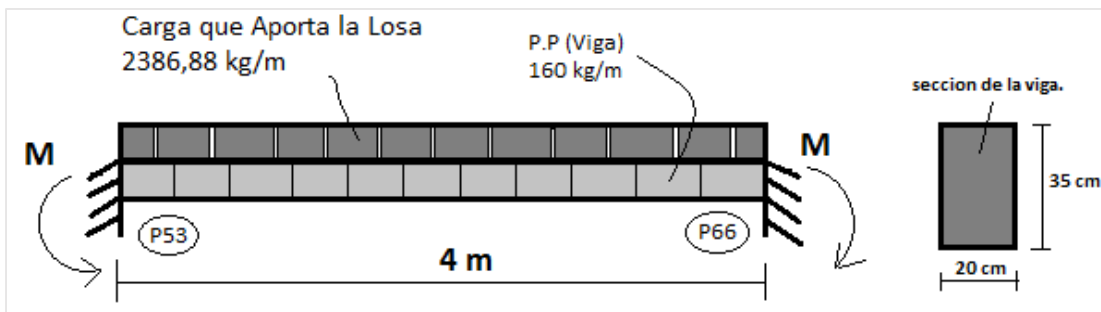
Total cargas de losas que aporta a la viga.

$$W_{Aporta\ la\ losa} = W_3 + W_5 = 1425 \text{ kg/m} + 961,88 \text{ kg/m} = 2386,88 \text{ kg/m.}$$

Carga total que actúa en la viga:

$$W_{Total} = 160 \text{ kg/m} + 2386,88 \text{ kg/m} = 2546,88 \text{ kg/m} \approx 2547 \text{ kg/m.}$$

Figura 3.10. Cargas Actuantes en la Viga Comprendida entre P53 y P66.



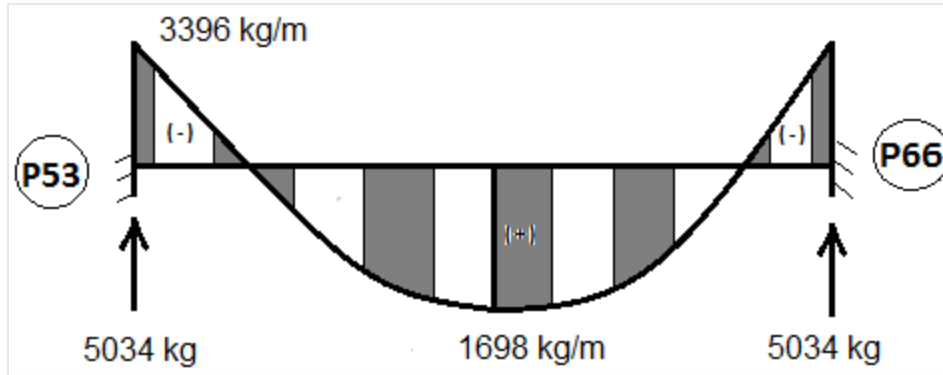
Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{max\ A(-)} = M_{max\ B(-)} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{2547 * 4^2}{12} = 3396 \text{ kg.m}$$

$$M_{max(+)} = \frac{W * L^2}{24} = \frac{2547 * 4^2}{24} = 1698 \text{ kg.m}$$

$$R_{P53} = R_{P66} = \frac{q * L}{2} = \frac{2547 * 4}{2} = 5094 \text{ kg.}$$

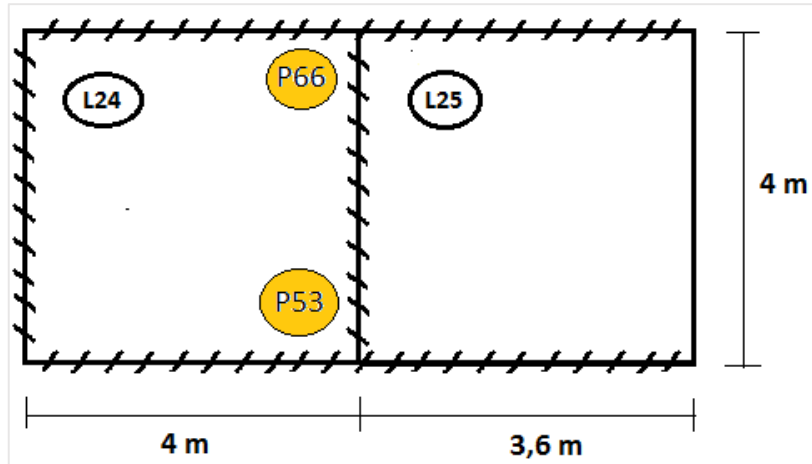
Figura 3.11. Diagrama de Esfuerzos de la Viga Comprendida entre P53 y P66.



Fuente: Elaboración Propia.

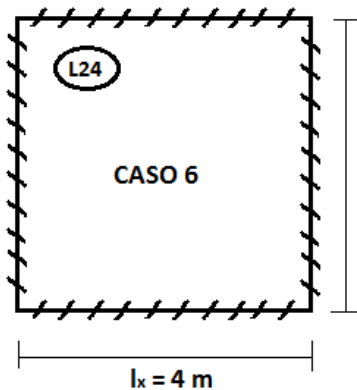
3.5.3.1.2. Transmisión de cargas por el método CZERNY

Figura 3.12. Detalle de Continuidad de Losas.



Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de momentos y reacciones actuantes en la losa N° 24:



Altura de losa L24:

$$h \geq 8 \therefore h = \frac{l_{x \text{ menor}}}{40} = \frac{400}{40} = 10 \approx 15 \text{ cm.}$$

Clasificación:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4}{4} = 1 \text{ (Armada en dos direcciones).}$$

Carga total que actúa en la losa: $q_u = 1424,80 \text{ kg/m}^2 \approx 1425 \text{ kg/m}^2$.

Cálculo de Esfuerzos en Losas CZERNY (CASO 6).

$$m_x = 56,8 \quad M_x = M_y = \frac{q * l_x^2}{m_x} = \frac{1425 * 4^2}{56,8} = 401,41 \text{ kg.m/m.}$$

$$m_y = 56,8$$

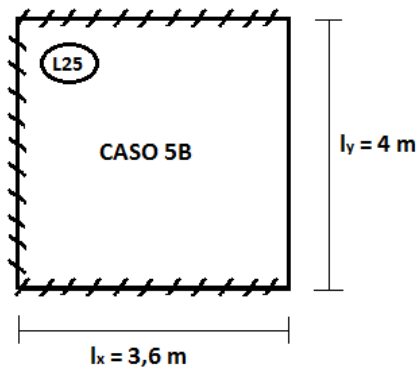
$$n_x = 19,4 \quad X_x = X_y = - \frac{q * l_x^2}{n_x} = \frac{1425 * 4^2}{19,4} = - 1175,26 \text{ kg.m/m.}$$

$$n_y = 19,4$$

$$V_x = 0,25 \quad R_x = R_y = q * l_x * V_x = 1425 * 4 * 0,25 = 1425 \text{ kg/m.}$$

$$V_y = 0,25$$

Cálculo de momentos y reacciones actuantes en la losa N° 25:



Altura de losa **L25**:

$$h \geq 8 \therefore h = \frac{l_x}{40} = \frac{360}{40} = 9 \approx \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

Clasificación: $\varepsilon = \frac{l_y}{l_x}$

$$\varepsilon = \frac{4}{3,6} = 1,11 \text{ (Armada en dos direcciones).}$$

Cálculo de Esfuerzos en Losas CZERNY (CASO 5B).

$$m_x = 45,16 \quad M_x = \frac{q * l_x^2}{m_x} = \frac{1425 * 3,6^2}{45,16} = 408,96 \text{ kg.m/m.}$$

$$m_y = 43,80 \quad M_y = \frac{q * l_x^2}{m_y} = \frac{1425 * 3,6^2}{43,80} = 421,64 \text{ kg.m/m.}$$

$$n_x = 15,20 \quad X_x = - \frac{q * l_x^2}{n_x} = \frac{1425 * 3,6^2}{15,2} = - 1215 \text{ kg.m/m.}$$

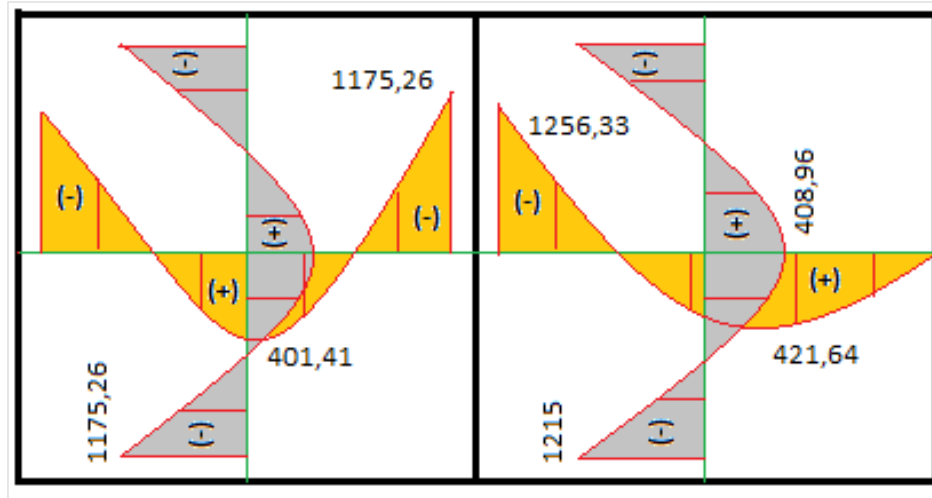
$$n_y = 14,70 \quad X_y = - \frac{q * l_x^2}{n_x} = \frac{1425 * 3,6^2}{14,7} = - 1256,33 \text{ kg.m/m.}$$

$$V_{x1} = 0,278 \quad R_{x1} = q * l_x * V_{x1} = 1425 * 3,6 * 0,278 = 1426,14 \text{ kg/m.}$$

$$V_{x2} = 0,158 \quad R_{x2} = q * l_x * V_{x2} = 1425 * 3,6 * 0,158 = 810,54 \text{ kg/m.}$$

$$V_y = 0,282 \quad R_y = q * l_y * V_{x2} = 1425 * 4 * 0,282 = 1607,40 \text{ kg/m.}$$

Figura 3.13. Diagrama de Momentos Flectores Actuantes en Losas.



Fuente: Elaboración Propia.

Corrección de momentos negativos:

$$\frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{1175,26 + 1256,33}{2} = 1215,80 \text{ kg.m/m.}$$

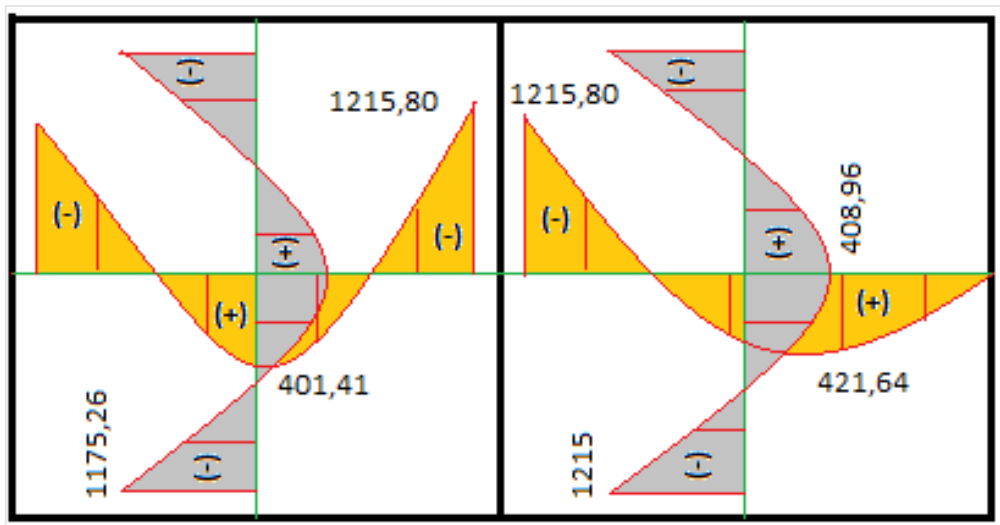
$$0,80 * X_2 = 0,80 * 1215,80 = 972,64 \text{ kg.m/m.}$$

Se adopta el mayor de los dos \therefore tomamos: $X^* = 1215,80 \text{ kg.m/m.}$

Corrección de momentos positivos:

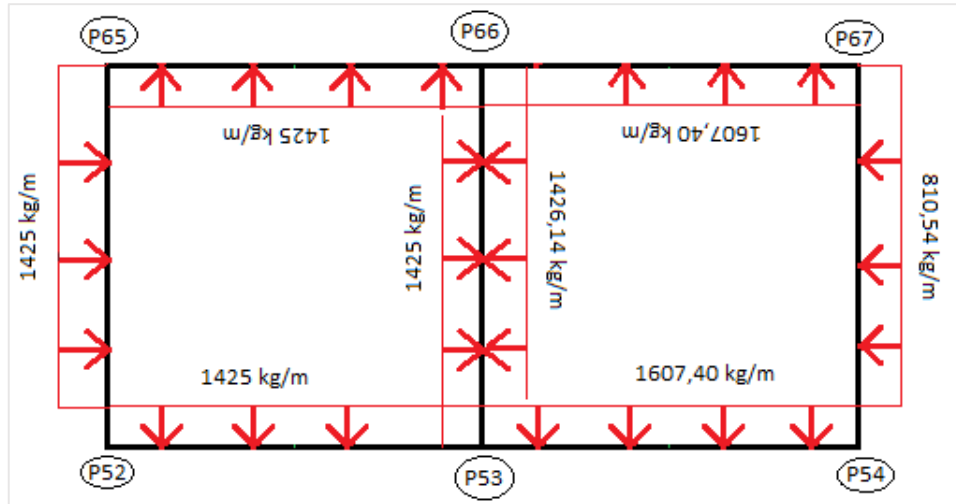
$$\frac{X^*}{X_1} = \frac{1215,80}{1175,26} = 1,03 \rightarrow \frac{X^*}{X_1} \leq 1,20 \therefore \text{No se corrige.}$$

Figura 3.14. Diagrama de Momentos Flectores Finales en Losas.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.15. Diagrama de Reacciones Finales en Losas.



Fuente: Elaboración Propia.

Peso propio de la viga.

Peso propio de la viga (PP) = $0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 2500 \text{ kg/m}^3 = 100 \text{ kg/m}$.

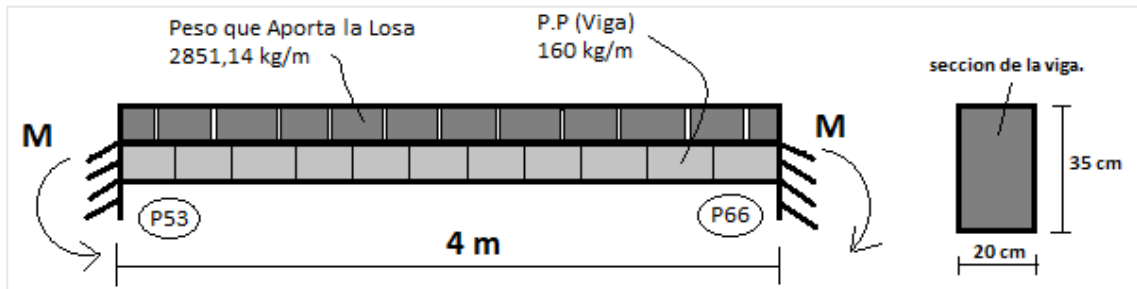
Hipótesis de cargas de la viga:

$W_{Viga} = 1,6 * 100 \text{ kg/m} = 160 \text{ kg/m}$.

Carga total que actúa en la viga:

$W_{Total} = 160 \text{ kg/m} + 1425 \text{ kg/m} + 1426,14 \text{ kg/m} = 3011,14 \approx 3012 \text{ kg/m}$.

Figura 3.16. Cargas Actuantes en la Viga entre P53 Y P66.



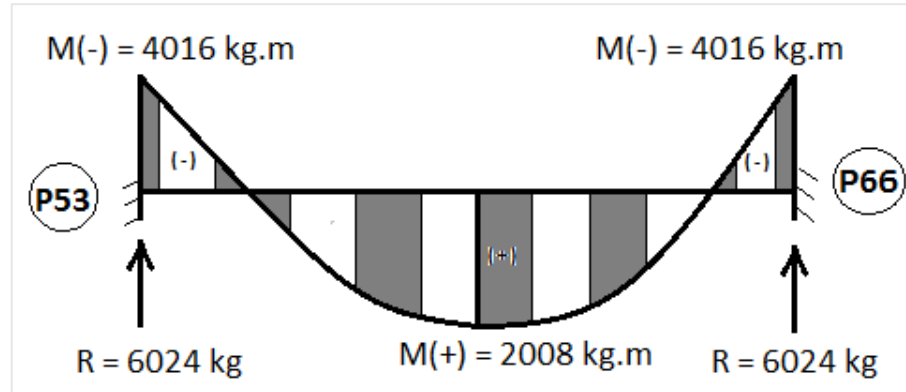
Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{max(-)} = M_{maxB(-)} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{3012 * 4^2}{12} = 4016 \text{ kg.m}$$

$$M_{max(+)} = \frac{W * L^2}{24} = \frac{3012 * 4^2}{24} = 2008 \text{ kg.m}$$

$$R_{P53} = R_{P66} = \frac{q * L}{2} = \frac{3012 * 4}{2} = 6024 \text{ kg.}$$

Figura 3.17. Diagrama de Esfuerzos Actuantes en Viga entre P53 Y P66.

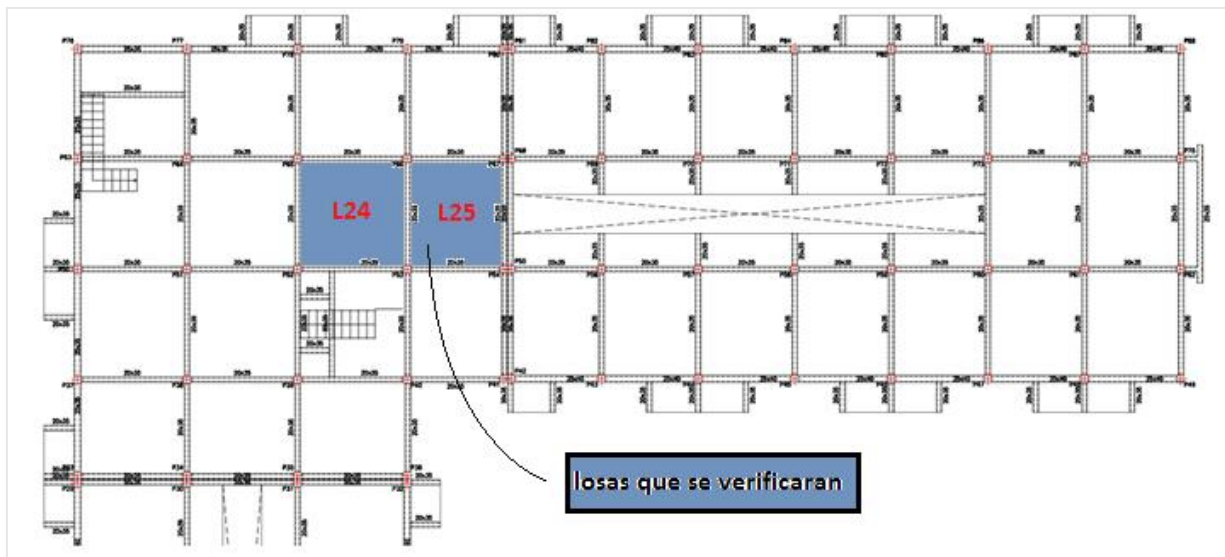


Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.2. Diseño Losa maciza de H°A° N° 24 y N° 25 Terraza

Se optó para verificar las losas mencionadas anteriormente por ser las más representativas de todo el panel de losas de la terraza, dichas losas verificadas se muestran en la siguiente figura:

Figura 3.18. Ubicación de Losas a ser Verificadas.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.2.1. Diseño de la Losa Maciza N°24

Momentos mayorados.

$$M_{xd} = 1,6 * M_x = 1,6 * 401,41 = 642,26 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{yd} = 1,6 * M_y = 1,6 * 401,41 = 642,26 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{xd} = 1,6 * -X_x = -1,6 * 1175,26 = -1880,42 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{yd} = 1,6 * -X_y = -1,6 * 1215,80 = -1945,28 \text{ kg.m/m}$$

Datos.

$M_{xi} = 642,26 \text{ kg.m} = 64226 \text{ kg.cm}$	Momento flector (inferior).
$M_{yi} = 642,26 \text{ kg.m} = 64226 \text{ kg.cm}$	Momento flector (inferior).
$M_{xs} = 1880,42 \text{ kg.m} = 188042 \text{ kg.cm}$	Momento flector (superior).
$M_{ys} = 1945,28 \text{ kg.m} = 194528 \text{ kg.cm}$	Momento flector (superior).

$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia característica del Hormigón.

$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$ Límite de fluencia del Acero.

$b_w = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$ Ancho de la pieza.

$d_1 = 3 \text{ cm.}$ Altura de recubrimiento mínimo.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del canto útil.

$h = 15 \text{ cm}$ Altura de losa. $d = h - d_1 = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$ Canto útil.

Cálculo de armadura positiva inferior en ambas direcciones “X y Y”.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{64226 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,026$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,026 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310.

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 1,43 \text{ cm}^2.$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0,0015.

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Se adopta la armadura mayor de 2,25 cm².

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \Phi 8 \text{ mm} = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2.$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/5 = 20 \text{ cm}$.

$$5\Phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm.} \quad 2,52 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Pero por recomendaciones del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión (Bogotá, Colombia), se adoptará un espaciamiento de 15 cm.

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$.**

Cálculo de armadura negativa en la dirección “X” superior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{188042 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,077$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,077 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,0849$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0849 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{min} = 0,0015$).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Se adopta la armadura mayor de $3,91 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 mm} = \frac{3,91}{0,503} = 7,77 \approx 8 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 8 * 0,503 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/8 = 12,5$ cm.

$$8\Phi 8mm \text{ c}/12 \text{ cm.}$$

$$4,02 \text{ cm}^2 > 3,91 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8mm$ c/12,5 cm.**

Cálculo de armadura negativa en la dirección “Y” superior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{194528 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,079$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,079 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,0849$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0849 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{min} = 0,0015$).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Se adopta la armadura mayor de $3,91 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 mm} = \frac{3,91}{0,503} = 7,77 \approx 8 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 8 * 0,503 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/8= 12,5$ cm.

8Φ8mm c/12 cm.

$$4,02 \text{ cm}^2 > 3,91 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **Φ8mm c/12,5 cm.**

3.5.3.2.2. Diseño de la Losa Maciza N°25

Momentos mayorados.

$$M_{xd} = 1,6 * M_x = 1,6 * 421,64 = 674,63 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{yd} = 1,6 * M_y = 1,6 * 408,96 = 654,34 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{xd} = 1,6 * -X_x = -1,6 * 1215 = -1944 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{yd} = 1,6 * -X_y = -1,6 * 1215,80 = -1945,28 \text{ kg.m/m}$$

Datos.

$$M_{xi} = 674,63 \text{ kg.m} = 67463 \text{ kg.cm} \quad \text{Momento flector (inferior).}$$

$$M_{yi} = 654,34 \text{ kg.m} = 65434 \text{ kg.cm} \quad \text{Momento flector (inferior).}$$

$$M_{xs} = 1944 \text{ kg.m} = 194400 \text{ kg.cm} \quad \text{Momento flector (superior).}$$

$$M_{ys} = 1945,28 \text{ kg.m} = 194528 \text{ kg.cm} \quad \text{Momento flector (superior).}$$

Cálculo de armadura positiva en la dirección “X” inferior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{67463 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,028$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,028 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310.

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0,0015.

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Se adopta la armadura mayor de $2,25 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 mm} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2 .$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/5 = 20$ cm.

$$5\Phi 8mm \text{ c}/20 \text{ cm.} \quad 2,52 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Pero por recomendaciones del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión (Bogotá, Colombia), se adoptará un espaciamiento mínimo de 15 cm.

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8mm$ c/15 cm.**

Cálculo de armadura positiva en la dirección “Y” inferior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{65434 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,027$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,027 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310.

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0,0015.

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2 .$$

Se adopta la armadura mayor de $2,25 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 mm} = \frac{2,25}{0,503} = 4,47 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2 .$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/5=20$ cm.

$$5\Phi 8\text{mm c}/20 \text{ cm.} \quad 2,52 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Pero por recomendaciones del Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión (Bogotá, Colombia), se adoptará un espaciamiento mínimo de 15 cm.

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8\text{mm c}/15$ cm.**

Cálculo de armadura negativa en la dirección “X” superior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{194400 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,08$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,08 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,0849$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0849 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{min} = 0,0015$).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2 .$$

Se adopta la armadura mayor de $3,91 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{\Phi 8 \text{ mm}}} = \frac{3,91}{0,503} = 7,77 \approx 8 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\Phi 8 \text{ mm}} = 8 * 0,503 = 4,02 \text{ cm}^2 .$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/8=12,5$ cm.

$$8\Phi 8\text{mm c}/12,5 \text{ cm.} \quad 4,02 \text{ cm}^2 > 3,91 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8\text{mm c}/12,5$ cm.**

Cálculo de armadura negativa en la dirección “Y” superior.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{194528 \text{ kg. cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,08$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2916 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,08 < 0,2916$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,0849$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0849 * 100 * 12 * \frac{170}{4434,78} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{min} = 0,0015$).

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0015 * 100 * 15 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Se adopta la armadura mayor de $3,91 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la losa.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A_{\Phi 8 \text{ mm}}} = \frac{3,91}{0,503} = 7,77 \approx 8 \text{ barras.}$$

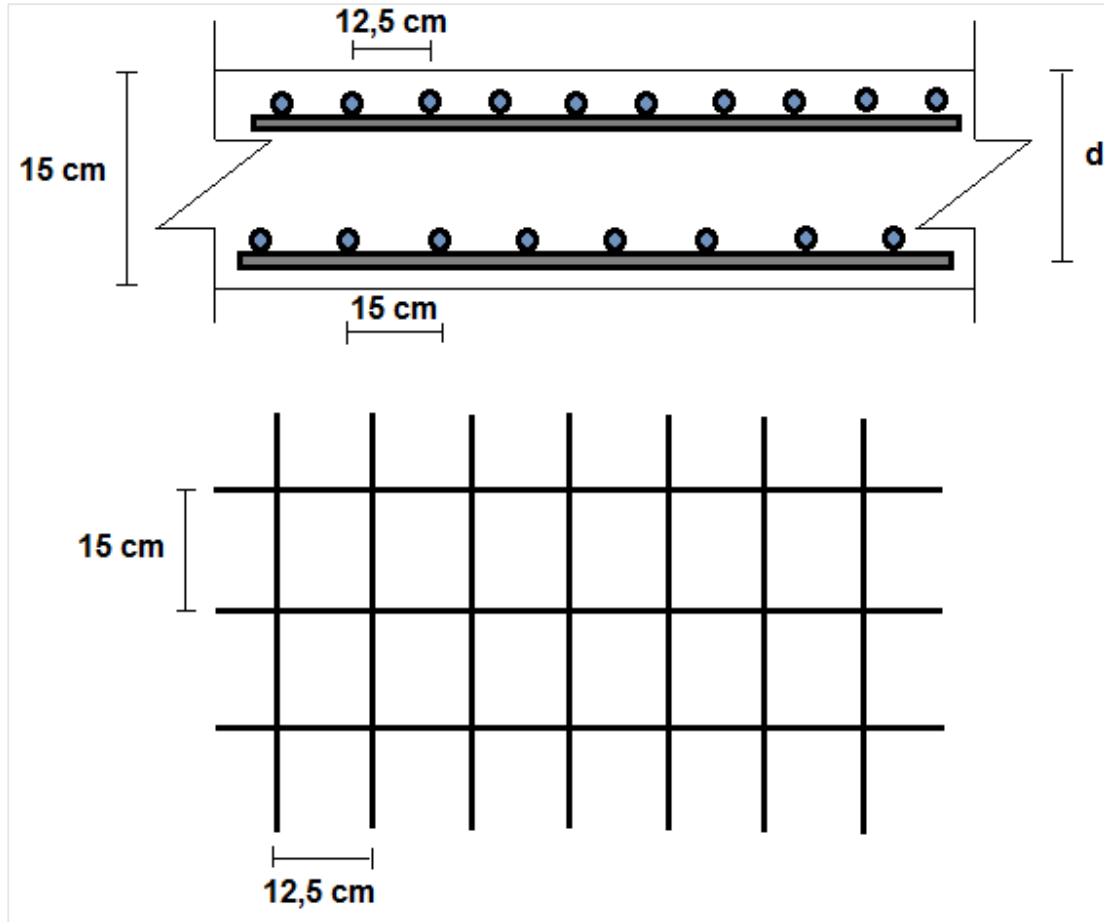
$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A_{\Phi 8 \text{ mm}} = 8 * 0,503 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $100/8 = 12,5 \text{ cm}$.

$$8\Phi 8 \text{ mm c}/12,5 \text{ cm.} \quad 4,02 \text{ cm}^2 > 3,91 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$\Phi 8 \text{ mm c}/12,5 \text{ cm}$.**

Figura 3.19. Detalle de Disposición de Armaduras en Losas.



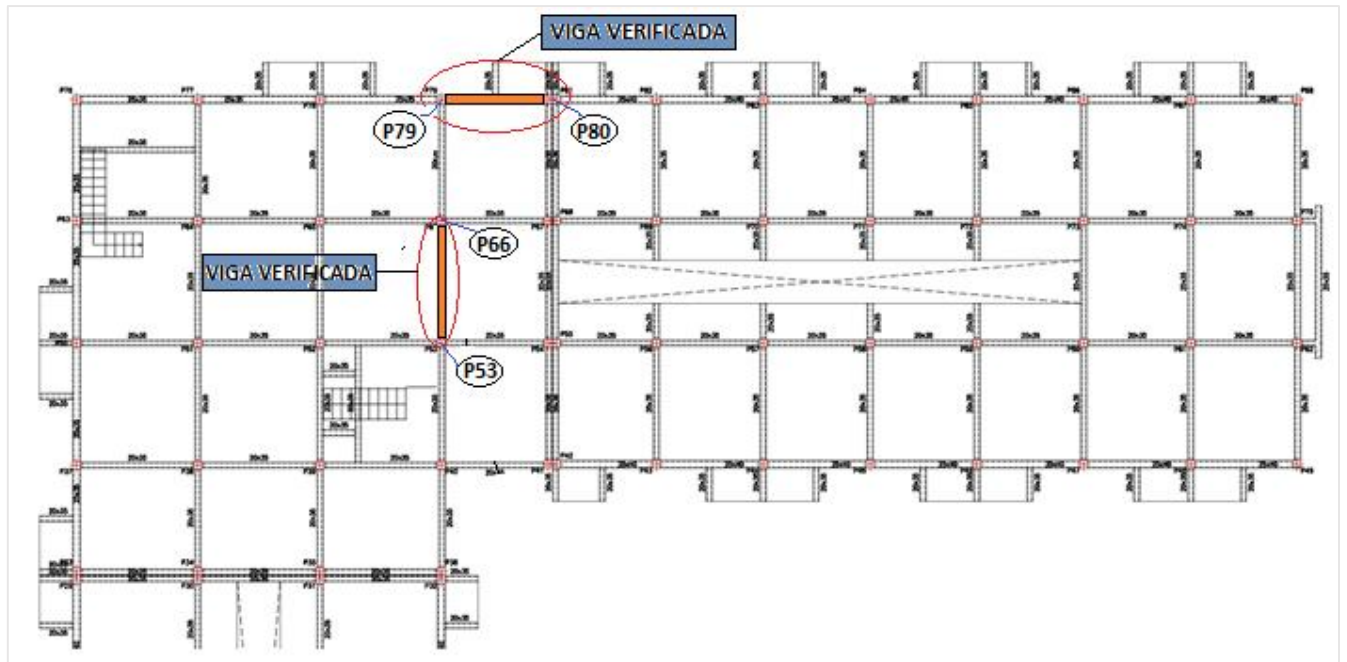
Fuente: Elaboración Propia.

Es conveniente aclarar que se utilizará armadura de 8 mm de diámetro en toda la losa, la cual se dispondrá como se muestra en la anterior figura que en la parte superior tendrá un espaciamiento de 12,5 cm y en la parte inferior cada 15 cm ,respectivamente en dirección X y Y de la losa.

3.5.3.3. Diseño Estructural de Viga de H°A°

Para realizar la comprobación manual del diseño estructural de vigas, escogemos la viga comprendida entre las columnas P79 y P80 de sección 25x35 cm² y la viga comprendida entre P53 y P66 de sección 20x35 cm², nivel primer piso, se verifican estas vigas por ser las más solicitadas. Las envolventes en las vigas se detallan más adelante:

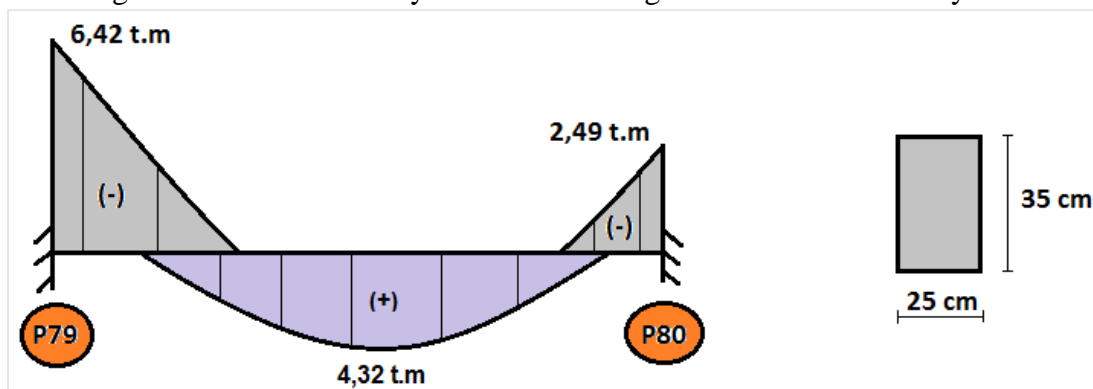
Figura 3.20. Ubicación de las Vigas a ser verificadas Primer Piso.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.3.1 Diseño estructural de la viga comprendida entre P79 y P80

Figura 3.21. Momentos y Sección de la Viga entre Columnas P79 y P80.



Fuente: Elaboración Propia.

Pre dimensionamiento de vigas:

Canto de viga.

$$h = \frac{L_{mayor}}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$h = \frac{L_{mayor}}{12} = \frac{360}{12} = 30 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

Ancho de viga.

$$b = \frac{h}{2} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2 * h}{3} = \frac{2 * 35}{3} = 23,33 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Cálculo del canto útil.

Recubrimiento mínimo (r_{min}) = 15 mm.

Margen de recubrimiento Δ_r = 10 mm.

$$r_{nom} = r_{min} + \Delta_r = 15 + 10 = 25 \text{ mm.}$$

Canto útil.

$$d_{(canto\ util)} = \text{seccion de la viga} - d_1$$

$$d_1 = r_{nom} + \emptyset \text{ Estribo} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ Armadura Principal}$$

$$d_1 = 25 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} * 12 \text{ mm} = 37 \text{ mm} = 3,70 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm.}$$

$$d_{(canto\ util)} = 35 - 4 = 31 \text{ cm.}$$

Datos:

$$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del Hormigón.}$$

$$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del Acero.}$$

$$d_1 = 4 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento.}$$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} Resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170,00 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la armadura longitudinal positiva.

$$M_d = 4,32 \text{ t.m} = 4320 \text{ kg.m} = 432000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{432000 \text{ kg.cm}}{25 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,106$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,108 < 0,2961$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,1189$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1189 * 25 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 25 * 35 = 2,45 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $3,53 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará $4\Phi 12 \text{ mm}$.

$$A_s \Phi 12 \text{ mm} = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$4,52 \text{ cm}^2 > 3,53 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$4\Phi 12 \text{ mm}$** .

Cálculo de la armadura longitudinal negativa izquierda P79.

$$M_d = 6,42 \text{ t.m} = 6420 \text{ kg.m} = 642000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{642000 \text{ kg.cm}}{25 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,16$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,16 < 0,2961$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,1795$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1795 * 25 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 5,33 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 25 * 35 = 2,45 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 5,33 cm².

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará barras 4Φ12 mm + 2Φ10 mm.

$$A_s \text{ 4}\Phi 12 \text{ mm} + 2\Phi 10 \text{ mm.} = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 + 2 * 0,758 \text{ cm}^2 = 6,04 \text{ cm}^2$$

$$6,04 \text{ cm}^2 > 5,33 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **4Φ12 mm + 2Φ10 mm.**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa derecha P80.

$$M_d = 2,49 \text{ t.m} = 2490 \text{ kg.m} = 249000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{249000 \text{ kg.cm}}{25 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,06$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,06 < 0,2961$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,063$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,063 * 25 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 25 * 35 = 2,45 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $2,45 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará barras $4\Phi 10 \text{ mm}$.

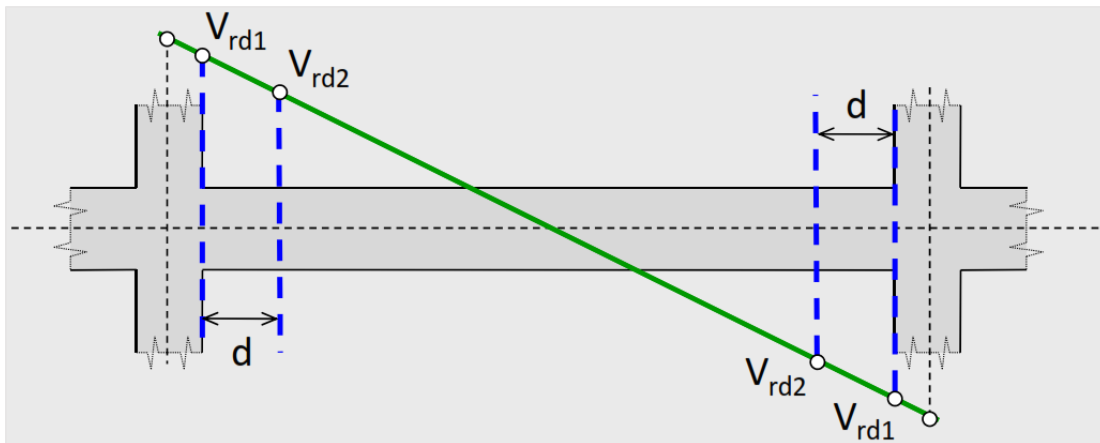
$$A_s \text{ } 4\Phi 10 \text{ mm} = 4 * 0,758 \text{ cm}^2 = 3,03 \text{ cm}^2$$

$$3,03 \text{ cm}^2 > 2,45 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$4\Phi 10 \text{ mm}$** .

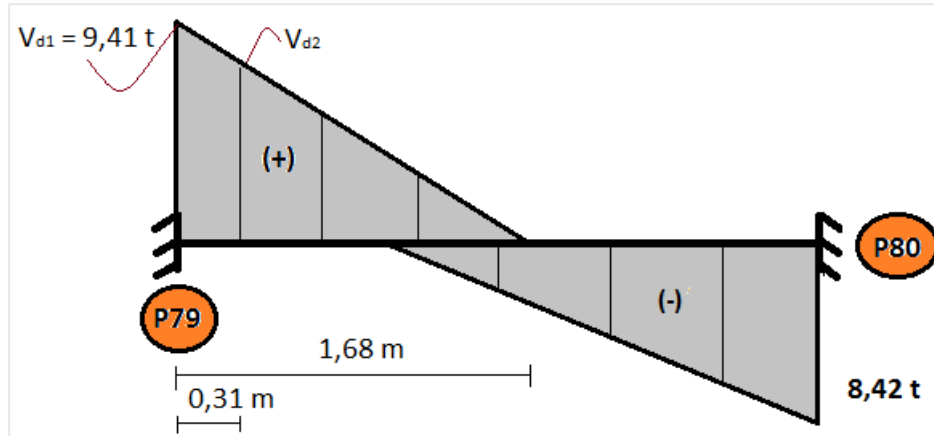
Calculo de la armadura a cortante de la Viga entre Columnas P79 y P80.

Figura 3.22. Detalle de la Viga entre Columnas P79 y P80.



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.23. Esfuerzos Cortantes de la Viga entre Columnas P79 y P80.



Fuente: Elaboración Propia.

$$V_{d1} = 9,41 \text{ t} = 9410 \text{ kg.}$$

Proporcionalidad de triángulos:

Cálculo de V_{d2} :

$$\frac{V_{d1}}{1,68} = \frac{V_{d2}}{(1,68 - 0,31)} \therefore V_{d2} = 7,67 \text{ t} = 7670 \text{ kg.}$$

Comprobación a compresión oblicua: $V_{d1} \leq V_{u1}$.

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d = 0,30 * 166,67 * 25 * 31 = 38750,775 \text{ kg.}$$

$$V_{d1} \leq V_{u1} \rightarrow \text{Cumple a compresión oblicua.}$$

Comprobación a tracción en el alma: $V_{d2} \leq V_{u2}$.

Con armadura transversal: $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$.

Colaboración del hormigón al cortante:

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b * d$$

Se utiliza 0,15 porque sabemos que los elementos lineales (vigas y pilares) llevan armadura transversal.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} = 1,80 \leq 2.$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{(b * d)} \leq 0,02.$$

La armadura con la que contamos en la viga es 4 Ø 12 mm, cuya sección es de
 $A_s (4 \text{ Ø}12 \text{ mm}) = 4,52 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{4,52}{(25 * 31)} = 0,0058 \leq 0,02.$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} * 1,8 * (100 * 0,0058 * 25)^{\frac{1}{3}} * 250 * 310 = 34017,07 \text{ N} = 3471,13 \text{ kg}.$$

Colaboración del armado transversal a cortante:

$$(V_{d2} = V_{u2}) = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = V_{d2} - V_{cu} = 7670 - 3471,13 = 4198,87 \text{ kg}.$$

Separación máxima de estribos:

Limitaciones:

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 0,75 d \leq 60 \text{ cm} ; \text{ Si } V_d \leq \frac{V_{u1}}{5} \\ S_t \leq 0,60 d \leq 45 \text{ cm} ; \text{ Si } \frac{V_{u1}}{5} < V_d \leq \frac{2 V_{u1}}{3} \\ S_t \leq 0,30 d \leq 30 \text{ cm} ; \text{ Si } V_d > \frac{2 V_{u1}}{3} \end{array} \right\}$$

Vamos a realizar el estudio de la separación máxima de estribos:

$$V_{u1} = 38750,775 \text{ kg}.$$

$$V_{d1} = V_d = 9410 \text{ kg}.$$

$$\frac{V_{u1}}{5} = 7750,16 \text{ kg} \qquad \frac{2 V_{u1}}{3} = 25833,85 \text{ kg}.$$

Segundo caso: $S_t \leq 0,60 d \leq 45 \text{ cm} ; \text{ Si } \frac{V_{u1}}{5} < V_d \leq \frac{2 V_{u1}}{3}$

Por lo tanto:

$$S_t = 0,60 * 31 = 18,6 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima de estribos.}$$

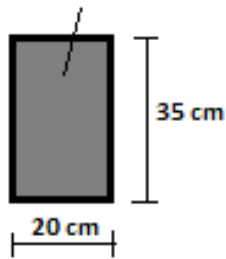
$$V_{su} = 0,90 * \frac{d}{S_t} * n^{\circ} * A_{st} * f_{yk} * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha).$$

$$4198,87 = 0,90 * \frac{31}{S_t} * 2 * (\pi * 0,3^2) * (400 * 10,2) * (\text{sen } 90^{\circ} + \text{cos } 90^{\circ}).$$

$$S_t = 14 \text{ cm} \qquad \text{Separación de Estribos.}$$

Comprobación a torsión:

sección de la viga.



$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 * f_{cd} * A_e * h_e$$

$$h_e = \frac{d_e}{6} = \frac{25}{6} = 4,17 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

$$A_e = 20 * 30 = 600 \text{ cm}^2$$

$$T_{u1} = 0,36 * 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 600 \text{ cm}^2 * 5 \text{ cm} = 180003,6 \text{ kg.cm} = 1,80 \text{ t.m}$$

Torsor estribos:

$$T_{d1} = \frac{2 * A_e * A_t}{s} * f_{yk}$$

$$A_t = \left(\frac{\pi * 6^2}{4} \right) = 28,27 \text{ mm}^2 = 0,2827 \text{ cm}^2$$

$$T_{d1} = \frac{2 * 600 \text{ cm}^2 * 0,2827 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm}} * 5100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 113080 \text{ kg.cm} = 1,13 \text{ t.m}$$

$$T_{u1} > T_{d1} \quad \text{ok cumple}$$

Torsor armadura longitudinal:

$$T_{d2} = \frac{2 * A_e * A_{s1}}{U} * f_{yk} \quad U = 2 * 20 + 2 * 30 = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 0,758 * 2 = 1,516 \text{ cm}^2$$

$$T_{d2} = \frac{2 * 600 \text{ cm}^2 * 1,516 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} * 5100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 90960 \text{ kg.cm} = 0,91 \text{ t.m}$$

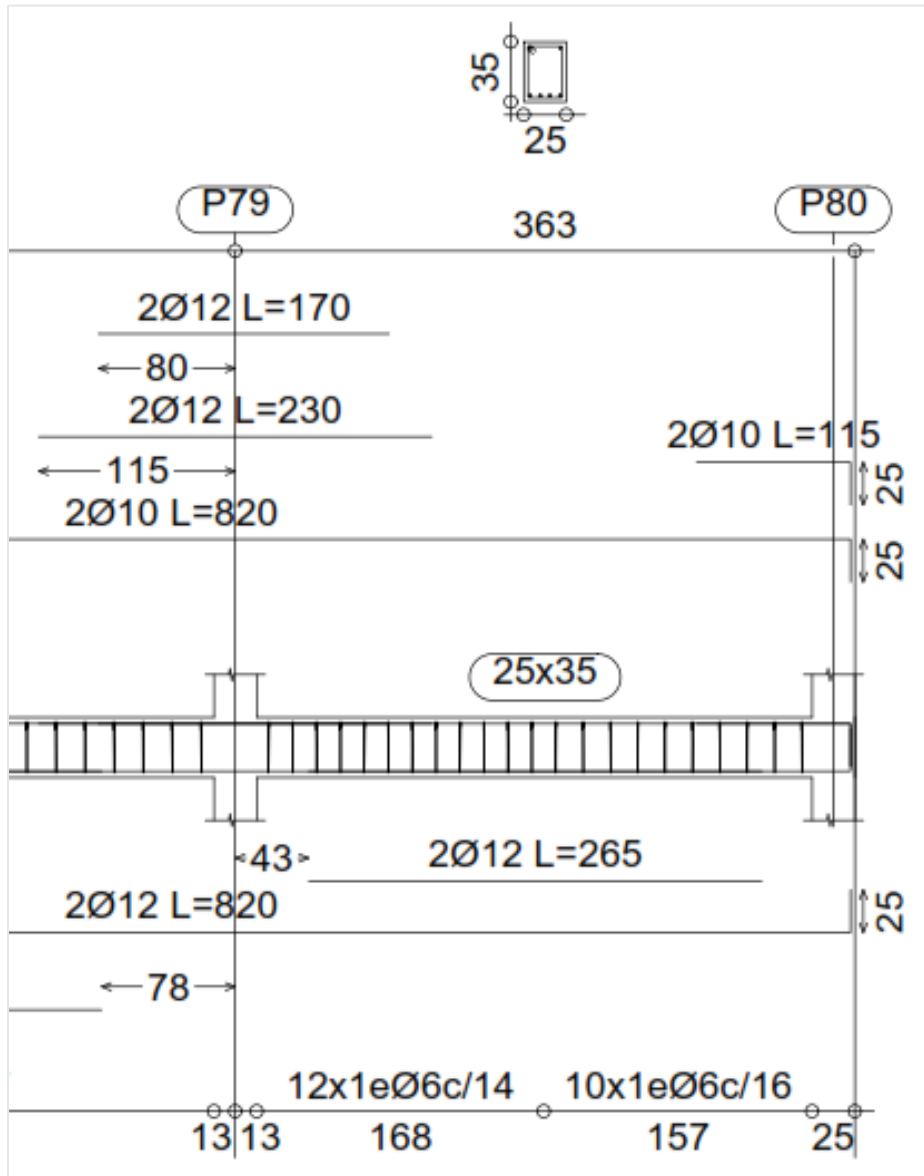
$$T_{u1} > T_{d2} \quad \text{ok cumple}$$

Comprobación de la flecha.

El cálculo de la flecha en vigas de hormigón es relativamente complicado y excede los objetos de esta aplicación para comprobar.

Sección correcta, no es necesario la comprobación estricta de la flecha en este elemento, ya que la viga verificada cumple con su respectiva verificación.

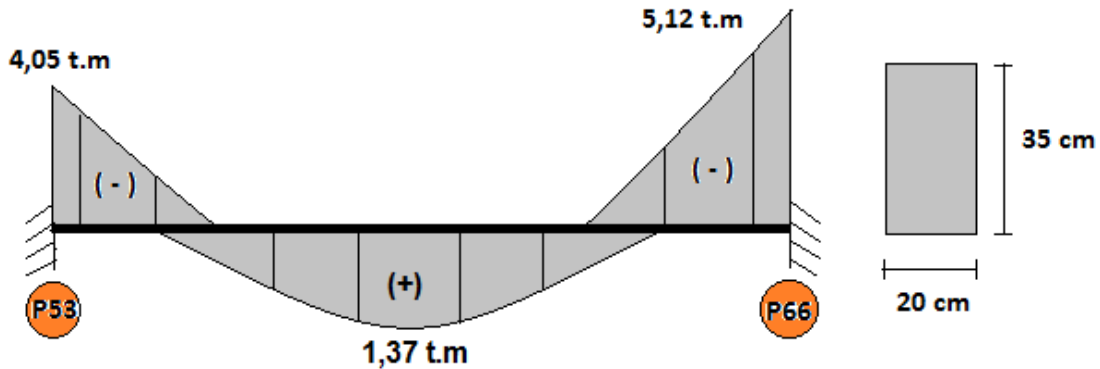
Figura 3.24. Detalle de Armadura de la Viga Programa CYPE CAD 2015.



Fuente: Programa Estructural CYPE CAD 2015.

3.5.3.3.2. Diseño estructural de la viga comprendida entre P53 y P66

Figura 3.25. Momentos y Sección de la Viga entre Columnas P53 y P66.



Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de la armadura longitudinal positiva.

$$M_d = 1,37 \text{ t.m} = 1370 \text{ kg.m} = 137000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{137000 \text{ kg.cm}}{20 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,042$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,042 < 0,2961$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,0415$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0415 * 20 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 35 = 1,96 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 1,96 cm².

Obtención del número de fierros para As positiva para la viga

Se utilizará $2\Phi 12$ mm

$$As \Phi 12 \text{ mm} = 2 * 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 > 1,96 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$2\Phi 12$ mm.**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa izquierda P53.

$$M_d = 4,05 \text{ t.m} = 4050 \text{ kg.m} = 405000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{405000 \text{ kg.cm}}{20 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,12$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,12 < 0,319$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,1426$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1426 * 20 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 35 = 1,96 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $3,39 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para As positiva para la viga

Se utilizará barras $2\Phi 16$ mm + $2\Phi 10$ mm

$$As \ 2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 10 \text{ mm} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 + 2 * 0,758 \text{ cm}^2 = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$5,54 \text{ cm}^2 > 3,39 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$2\Phi 16$ mm + $2\Phi 10$ mm**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa derecha P66.

$$M_d = 5,12 \text{ t.m} = 5120 \text{ kg.m} = 512000 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{512000 \text{ kg.cm}}{20 \text{ cm} * (31 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,16$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero} \quad f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,16 < 0,319$$

No necesita armadura de compresión.

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,1795$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1795 * 20 * 31 * \frac{170}{4434,78} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 20 * 35 = 1,96 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $4,27 \text{ cm}^2$.

Obtención del número de fierros para A_s positiva para la viga

Se utilizará barras $2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 10 \text{ mm}$

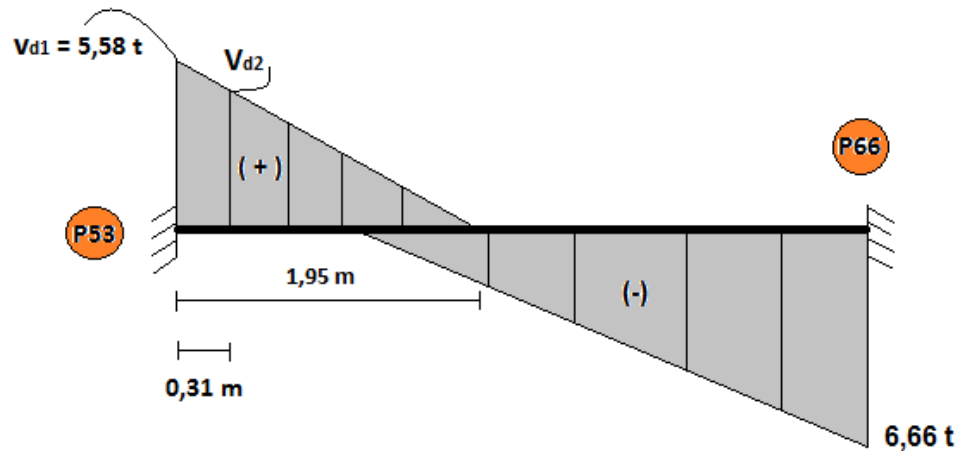
$$A_s \text{ } 2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 10 \text{ mm} = 2 * 2,01 \text{ cm}^2 + 2 * 0,758 \text{ cm}^2 = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$5,54 \text{ cm}^2 > 4,27 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple!!}$$

Por lo tanto se usará: **$2\Phi 16 \text{ mm} + 2\Phi 10 \text{ mm}$**

Calculo de la armadura a cortante de la Viga entre Columnas P53 y P66.

Figura 3.26. Esfuerzos Cortantes de la Viga entre Columnas P53 y P66.



Fuente: Elaboración Propia.

$$V_{d1} = 5,58 \text{ t} = 5580 \text{ kg.}$$

Proporcionalidad de triángulos:

Cálculo de V_{d2} :

$$\frac{V_{d1}}{1,95} = \frac{V_{d2}}{(1,95 - 0,31)} \therefore V_{d2} = 4,69 \text{ t} = 4690 \text{ kg.}$$

Comprobación a compresión oblicua: $V_{d1} \leq V_{u1}$.

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d = 0,30 * 166,67 * 20 * 31 = 31000,62 \text{ kg.}$$

$$V_{d1} \leq V_{u1} \rightarrow \text{Cumple a compresión oblicua.}$$

Comprobación a tracción en el alma: $V_{d2} \leq V_{u2}$.

Con armadura transversal: $V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$.

Colaboración del hormigón al cortante:

$$V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} * \xi * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b * d$$

Se utiliza 0,15 porque sabemos que los elementos lineales (vigas y pilares) llevan armadura transversal.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(\text{mm})}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{310}} = 1,80 \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{(b * d)} \leq 0,02.$$

La armadura con la que contamos en la viga es 2 Ø 12 mm, cuya sección es de
 $A_s (2 \text{ Ø}12 \text{ mm}) = 2,26 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{2,26}{(20 * 31)} = 0,0036 \leq 0,02.$$

$$V_{cu} = \frac{0,15}{1,5} * 1,8 * (100 * 0,0036 * 25)^{\frac{1}{3}} * 200 * 310 = 23213,74 \text{ N} = 2368,75 \text{ kg}.$$

Colaboración del armado transversal a cortante:

$$(V_{d2} = V_{u2}) = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = V_{d2} - V_{cu} = 4690 - 2368,75 = 2321,25 \text{ kg}.$$

Separación máxima de estribos:

Limitaciones:

$$\left. \begin{aligned} S_t \leq 0,75 d \leq 60 \text{ cm} ; \text{ Si } V_d \leq \frac{V_{u1}}{5} \\ S_t \leq 0,60 d \leq 45 \text{ cm} ; \text{ Si } \frac{V_{u1}}{5} < V_d \leq \frac{2 V_{u1}}{3} \\ S_t \leq 0,30 d \leq 30 \text{ cm} ; \text{ Si } V_d > \frac{2 V_{u1}}{3} \end{aligned} \right\}$$

Vamos a realizar el estudio de la separación máxima de estribos:

$$V_{u1} = 31000,62 \text{ kg}.$$

$$V_{d1} = V_d = 5580 \text{ kg}.$$

$$\frac{V_{u1}}{5} = 6200,12 \text{ kg}. \quad \frac{2 V_{u1}}{3} = 20667,08 \text{ kg}.$$

$$\text{Primer caso: } S_t \leq 0,75 d \leq 60 \text{ cm} ; \text{ Si } V_d \leq \frac{V_{u1}}{5}$$

Por lo tanto:

$$S_t = 0,75 * 31 = 23,25 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm} \quad \text{Separación máxima de estribos.}$$

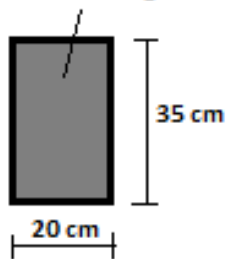
$$V_{su} = 0,90 * \frac{d}{S_t} * n^{\circ} * A_{st} * f_{yk} * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha).$$

$$2321,25 = 0,90 * \frac{31}{S_t} * 2 * (\pi * 0,3^2) * (400 * 10,2) * (\text{sen } 90^{\circ} + \text{cos } 90^{\circ}).$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \quad \text{Separación de Estribos.}$$

Comprobación a torsión:

sección de la viga.



$$T_d \leq T_{u1} = 0,36 * f_{cd} * A_e * h_e$$

$$h_e = \frac{d_e}{6} = \frac{20}{6} = 3,33 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

$$A_e = 20 * 30 = 600 \text{ cm}^2$$

$$T_{u1} = 0,36 * 170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 600 \text{ cm}^2 * 4 \text{ cm} = 144002,88 \text{ kg.cm} = 1,44 \text{ t.m}$$

Torsor estribos:

$$T_{d1} = \frac{2 * A_e * A_t}{s} * f_{yk}$$

$$A_t = \left(\frac{\pi * 6^2}{4} \right) = 28,27 \text{ mm}^2 = 0,2827 \text{ cm}^2$$

$$T_{d1} = \frac{2 * 600 \text{ cm}^2 * 0,2827 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}} * 5100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 67848 \text{ kg.cm} = 0,68 \text{ t.m}$$

$$T_{u1} > T_{d1} \quad \text{ok cumple}$$

Torsor armadura longitudinal:

$$T_{d2} = \frac{2 * A_e * A_{s1}}{U} * f_{yk}$$

$$U = 2 * 20 + 2 * 30 = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s1} = 0,758 * 2 = 1,516 \text{ cm}^2$$

$$T_{d2} = \frac{2 * 600 \text{ cm}^2 * 1,516 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm}} * 5100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 90960 \text{ kg.cm} = 0,91 \text{ t.m}$$

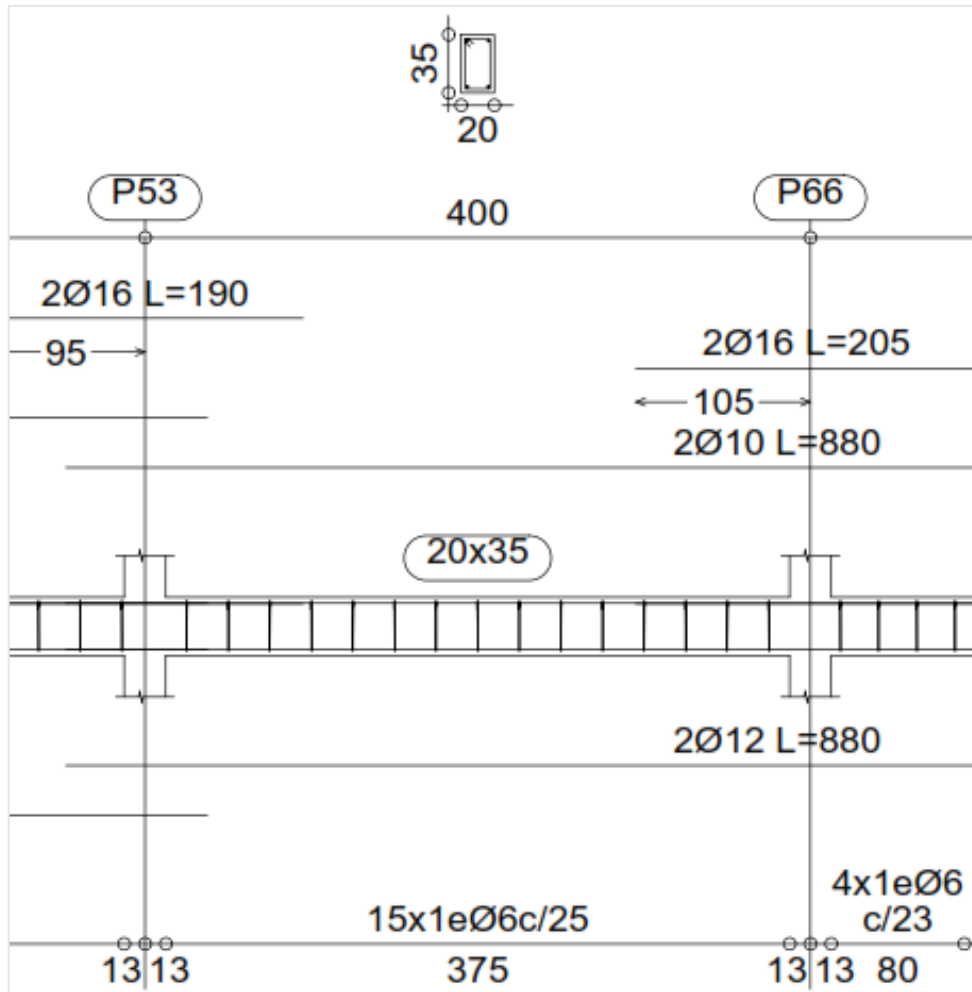
$$T_{u1} > T_{d2} \quad \text{ok cumple}$$

Comprobación de la flecha.

El cálculo de la flecha en vigas de hormigón es relativamente complicado y excede los objetos de esta aplicación para comprobar.

Sección correcta, no es necesario la comprobación estricta de la flecha en este elemento, ya que la viga verificada cumple con su respectiva verificación.

Figura 3.27. Detalle de Armadura de la Viga Programa CYPE CAD 2015.

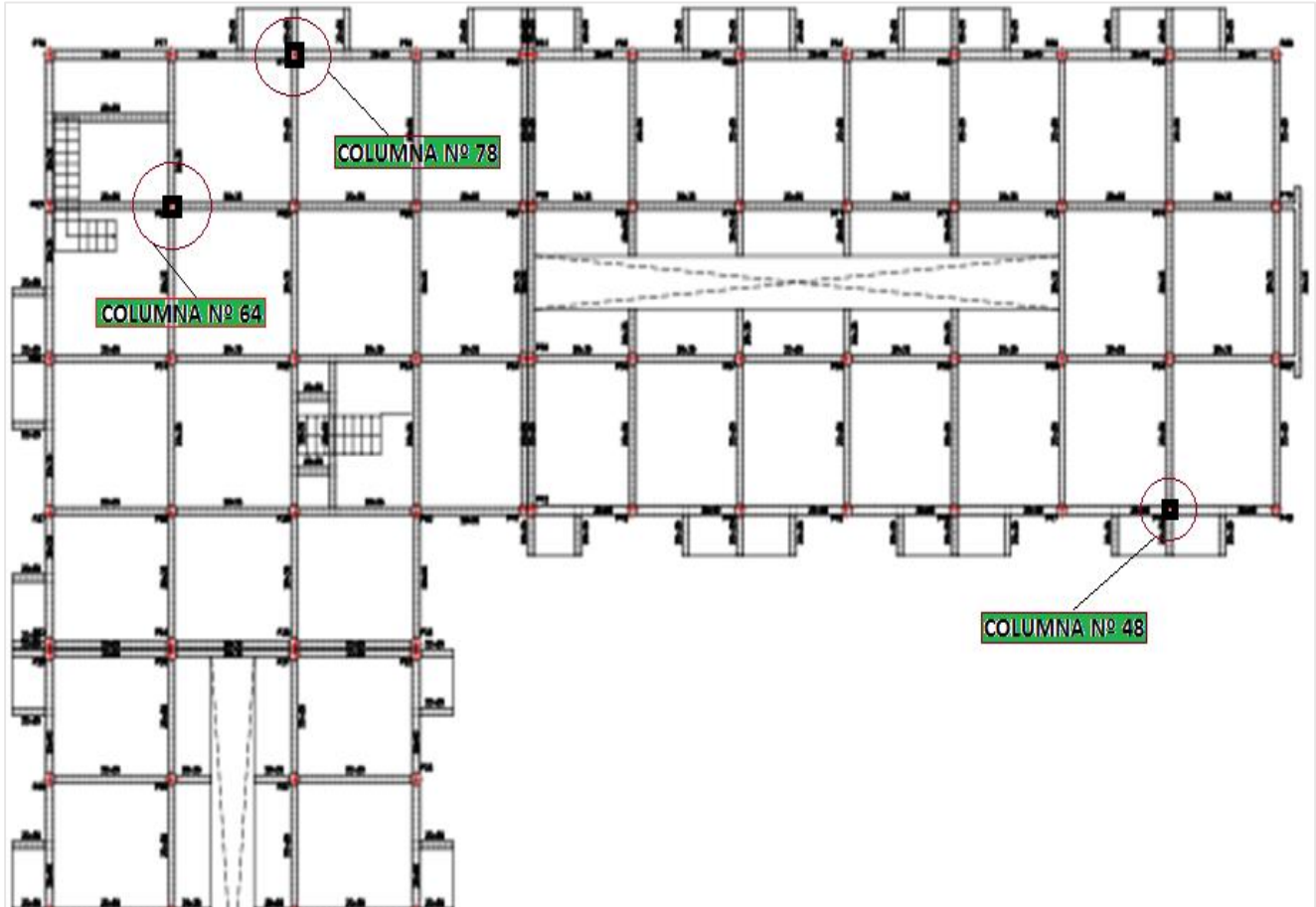


Fuente: Programa Estructural CYPE CAD 2015.

3.5.3.4. Diseño estructural de columnas de H°A°

A continuación se muestran las columnas que serán verificadas, las mismas son las más solicitadas dichas columnas son P64, P78 y P48.

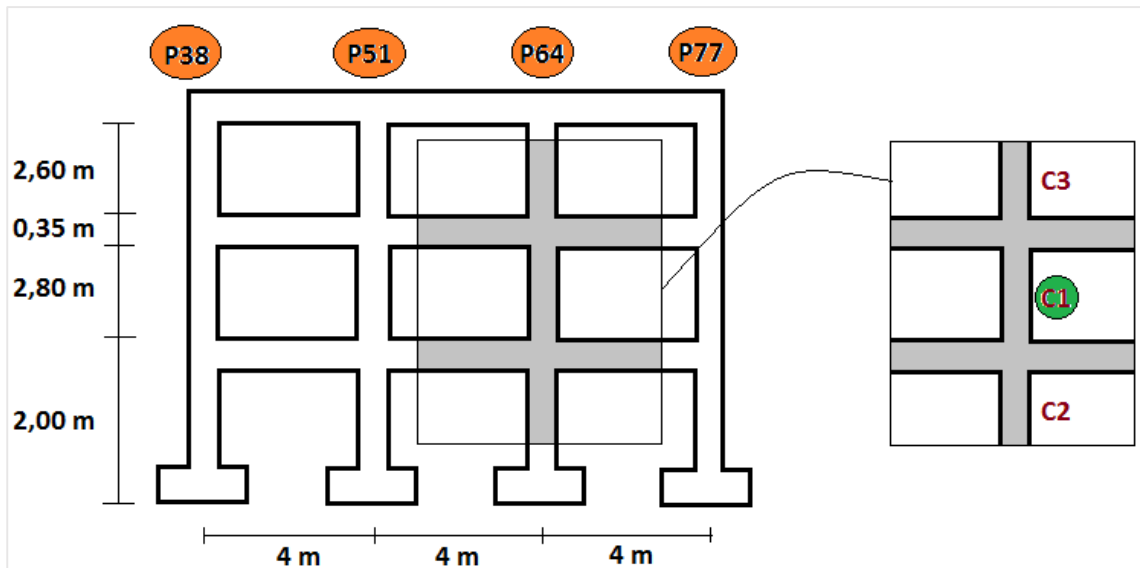
Figura 3.28. Ubicación de Columnas a ser Verificadas.



Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.4.1. Diseño Estructural de la columna N° 64

Figura 3.29. Detalle de Columna N°64 Verificada.



Fuente: Elaboración Propia.

Datos:

$$N = 44,58 \text{ t} = 44580 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial.

$$M_x = 0,22 \text{ t. m} = 220 \text{ kg. m}$$

Momento de dirección X.

$$M_y = 0,89 \text{ t. m} = 890 \text{ kg. m}$$

Momento de dirección Y.

$$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del Hormigón.

$$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del Acero.

$$d_1 = 2 \text{ cm}$$

Recubrimiento.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos mayorados:

$$N_d = 1,6 * 44580 \text{ kg} = 71328 \text{ kg}$$

$$M_{dx} = 1,6 * 220 \text{ kg. m} = 352 \text{ kg. m} = 35200 \text{ kg. cm}$$

$$M_{dy} = 1,6 * 890 \text{ kg. m} = 1424 \text{ kg. m} = 142400 \text{ kg. cm}$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

Cuadro 3.4. Determinación del Coeficiente de Pandeo: ψ_A .

Elementos que concurren al nudo A	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C2)	165	25	25	32552,08	32552,08
Viga 1	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 2	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 3	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 4	400	20	35	89322,92	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 3.5. Determinación del coeficiente de pandeo: ψ_B .

Elementos que concurren al nudo B	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C3)	260	25	25	32552,08	32552,08
Viga 5	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 6	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 7	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 8	400	20	35	89322,92	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{165}}{\frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400}} = 0,15$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{260}}{\frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{89322,92}{400}} = 0,27$$

Para pórticos inraslacionales según EHE-08, se tiene la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B}{1,28 + 2 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B} = \frac{0,64 + 1,4 * (0,15 + 0,27) + 3 * 0,15 * 0,27}{1,28 + 2 * (0,15 + 0,27) + 3 * 0,15 * 0,27}$$

$$\alpha = 0,60$$

Se puede considerar claramente inraslacional las estructuras aporticadas provistas de muros, dispuestos de forma que aseguran la rigidez torsional de la estructura.

Por esta razón se vio conveniente considerar a las columnas como inraslacionales, ya que sus desplazamientos son mínimos los cuales se pueden despreciar.

$$l_o = \alpha * l = 0,60 * 2,80 = 1,68 \text{ m.}$$

Determinación de la esbeltez geométrica de la columna.

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{1,68}{0,25} = 6,72$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna.

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{168 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552,08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = 23,28$$

Cálculo de la esbeltez limite inferior.

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 * \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

Con:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{70928 \text{ kg}}{170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25\text{cm} * 25 \text{ cm}} = 0,68$$

$$C = 0,20 \quad (\text{armadura simetrica}).$$

Como nos dice la EHE-08 no se pueden emplear excentricidades inferiores a la mínima, por lo que:

$$e_2 = e_1 = \frac{h}{20} = \frac{250}{20} = 12,5 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \therefore 20 \text{ mm}$$

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{0,20}{0,68} * \left[1 + \frac{0,24}{\frac{20}{250}} + 3,4 * \left(\frac{20}{20} - 1 \right)^2 \right]} = 37,96$$

Para esbeltez mecánica $\lambda_m < \lambda_{inf}$ la pieza puede considerarse corta, despreciando efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

Cálculo de excentricidades.

Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{35200 \text{ kg. cm}}{71328 \text{ kg}} = 0,49 \text{ cm} \quad e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{142400 \text{ kg. cm}}{71328 \text{ kg}} = 1,99 \text{ cm}$$

Excentricidad total.

$$e_{Tx} = e_{fx} = 2,49 \text{ cm} \quad e_{Ty} = e_{fy} = 3,99 \text{ cm}$$

Determinación del momento de diseño.

$$M_{dx} = N * e_{Tx} = 71328 \text{ kg} * 2,49 \text{ cm} = 177606,72 \text{ kg. cm}$$

$$M_{dy} = N * e_{Ty} = 71328 \text{ kg} * 3,99 \text{ cm} = 284598,72 \text{ kg. cm}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h = 170 * 25 * 25 = 106250 \text{ kg}$$

Determinación de los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{71328 \text{ kg}}{106250 \text{ kg}} = 0,67$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{71328 \text{ kg} * 2,49 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,067$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{71328 \text{ kg} * 3,99 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,107$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en la roseta de flexión esviada figura 2.2.

$$\text{Para } v = 0,67 \quad w = 0,18$$

Cálculo la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c \quad U_{total} = 0,18 * 106250 = 19125 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura total (As).

$$A_{s\ total} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,18 * 25 * 25 * 170}{4434,78} = 4,31\ cm^2$$

Determinación de la armadura mínima (As_{min}).

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

$$A_{s\ min} = \frac{0,1 * 70928}{4434,78} = 1,63\ cm^2 \quad A_s > A_{s\ min}$$

Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro de $\Phi=12\ mm$ que tiene un área $A=1,13\ cm^2$ por barra.

Cálculo del número de barras:

$$N^{\circ}\ fierros = \frac{A_s}{A_{\Phi 12}} = \frac{4,31}{1,13} = 3,81\ barras = 4\ barras$$

Se utilizará 4 Φ 12mm

$$A_{st} = N^{\circ}\ barras * A_{\Phi 12\ mm} = 4 * 1,13\ cm^2 = 4,52\ cm^2 > 4,31\ cm^2.$$

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 12\ mm = 3\ mm$
Según la segunda opción: $\phi \geq 6\ mm$ } Se asume $\Phi=6\ mm$.

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b\ o\ h\ (el\ de\ menor\ dimensión) \\ \rightarrow 15 * \phi_{de\ la\ armadura\ longitudinal\ más\ delgada} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $S \leq 25\ cm$
Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,0\ cm = 15\ cm$ } Se asume $S=15\ cm$

Por lo tanto la armadura del estribo será: **$\Phi\ 6\ mm\ c/15\ cm$.**

3.5.3.4.2. Diseño Estructural de la columna N° 78

Datos:

- $N = 34,08 \text{ t} = 34080 \text{ kg}$ Esfuerzo Axial.
- $M_x = 0,07 \text{ t. m} = 70 \text{ kg. m}$ Momento de dirección X.
- $M_y = 1,28 \text{ t. m} = 1280 \text{ kg. m}$ Momento de dirección Y.
- $f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia característica del Hormigón.
- $f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$ Límite de fluencia del Acero.
- $d_1 = 2 \text{ cm}$ Recubrimiento.

Esfuerzos mayorados:

- $N_d = 1,6 * 34080 \text{ kg} = 54528 \text{ kg}$
- $M_{dx} = 1,6 * 70 \text{ kg. m} = 112 \text{ kg. m} = 11200 \text{ kg. cm}$
- $M_{dy} = 1,6 * 1280 \text{ kg. m} = 2048 \text{ kg. m} = 204800 \text{ kg, cm}$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

Cuadro 3.6. Determinación del Coeficiente de Pandeo: ψ_A .

Elementos que concurren al nudo A	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C2)	165	25	25	32552,08	32552,08
Viga 1	400	25	35	89322,92	45572,92
Viga 2	400	20	35	71458,33	23333,33
Viga 3	400	25	35	89322,92	45572,92
Viga 4	120	20	35	71458,33	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 3.7. Determinación del coeficiente de pandeo: ψ_B .

Elementos que concurren al nudo B	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C3)	260	25	25	32552,08	32552,08
Viga 5	400	25	50	260416,67	65104,17
Viga 6	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 7	400	25	50	260416,67	65104,17
Viga 8	120	20	35	89322,92	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{165}}{\frac{89322,92}{400} + \frac{71458,33}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{71458,33}{120}}$$

$$\psi_A = 0,26$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{260}}{\frac{260416,67}{400} + \frac{89322,92}{400} + \frac{260416,67}{400} + \frac{89322,92}{120}}$$

$$\psi_B = 0,11$$

Para pórticos inraslacionales según EHE-08, se tiene la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B}{1,28 + 2 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B} = \frac{0,64 + 1,4 * (0,26 + 0,11) + 3 * 0,26 * 0,11}{1,28 + 2 * (0,26 + 0,11) + 3 * 0,26 * 0,11}$$

$$\alpha = 0,36$$

$$l_o = \alpha * l = 0,36 * 2,80 = 1,01 \text{ m.}$$

Se puede considerar claramente inraslacional las estructuras aporticadas provistas de muros, dispuestos de forma que aseguran la rigidez torsional de la estructura.

Por esta razón se vio conveniente considerar a las columnas como inraslacionales, ya que sus desplazamientos son mínimos los cuales se pueden despreciar.

Determinación de la esbeltez geométrica de la columna.

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{1,01}{0,25} = 4,04$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna.

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{101 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552,08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = 13,99$$

Cálculo de la esbeltez limite inferior.

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 * \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

Con:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{54528 \text{ kg}}{170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 25 \text{ cm}} = 0,52$$

$$C = 0,20 \quad (\text{armadura simetrica}).$$

Como nos dice la EHE-08 no se pueden emplear excentricidades inferiores a la mínima, por lo que:

$$e_2 = e_1 = \frac{h}{20} = \frac{250}{20} = 12,5 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \therefore 20 \text{ mm}$$

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{0,20}{0,52} * \left[1 + \frac{0,24}{\frac{20}{250}} + 3,4 * \left(\frac{20}{20} - 1 \right)^2 \right]} = 43,41$$

Para esbeltez mecanica $\lambda_m < \lambda_{inf}$ la pieza puede considerarse corta, despreciando efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

Cálculo de excentricidades.

Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{11200 \text{ kg.cm}}{54528 \text{ kg}} = 0,21 \text{ cm} \quad e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{204800 \text{ kg.cm}}{54528 \text{ kg}} = 3,76 \text{ cm}$$

Excentricidad total.

$$e_{Tx} = e_{fx} = 2,21 \text{ cm} \quad e_{Ty} = e_{fy} = 5,76 \text{ cm}$$

Determinación del momento de diseño.

$$M_{dx} = N * e_{Tx} = 54528 \text{ kg} * 2,21 \text{ cm} = 120506,88 \text{ kg.cm}$$

$$M_{dy} = N * e_{Ty} = 54528 \text{ kg} * 5,76 \text{ cm} = 314081,28 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h \quad U_c = 170 * 25 * 25 = 106250 \text{ kg}$$

Determinación de los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{54528 \text{ kg}}{106250 \text{ kg}} = 0,51$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{54528 \text{ kg} * 2,21 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,05$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{54528 \text{ kg} * 5,76 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,12$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en la roseta de flexión esviada figura 2.2.

$$\text{Para } v = 0,51 \quad w = 0,18$$

Cálculo la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c \quad U_{total} = 0,18 * 106250 = 19125 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura total (As).

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,18 * 25 * 25 * 170}{4434,78} = 4,31 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima (Asmin).

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,1 * 54528}{4434,78} = 1,25 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}}$$

Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro de $\Phi=12$ mm que tiene un área $A= 1.13 \text{ cm}^2$ por barra.

Cálculo del número de barras:

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{4,31}{1,13} = 3,81 \text{ barras} = 4 \text{ barras}$$

Se utilizará 4Φ 12mm

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ barras} * A_{\phi 12 \text{ mm}} = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 = 4,52 \text{ cm}^2 > 4,31 \text{ cm}^2.$$

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$ }
Según la segunda opción: $\phi \geq 6 \text{ mm}$ } Se asume $\Phi = 6 \text{ mm}$.

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi_{\text{de la armadura longitudinal más delgada}} \end{array} \right.$$

Según la primera opción: $S \leq 25 \text{ cm}$ }
Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,0 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$ } Se asume $S = 15 \text{ cm}$

Por lo tanto la armadura del estribo será: **Φ 6mm c/15 cm.**

3.5.3.4.3. Diseño Estructural de la columna N° 48

Datos:

$N = 32,60 \text{ t} = 32600 \text{ kg}$ Esfuerzo Axial.

$M_x = 0,12 \text{ t. m} = 120 \text{ kg. m}$ Momento de dirección X.

$M_y = 0,66 \text{ t. m} = 660 \text{ kg. m}$ Momento de dirección Y.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} Resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos mayorados:

$$N_d = 1,6 * 32600 \text{ kg} = 52160 \text{ kg}$$

$$M_{dx} = 1,6 * 120 \text{ kg. m} = 192 \text{ kg. m} = 19200 \text{ kg. cm}$$

$$M_{dy} = 1,6 * 660 \text{ kg. m} = 1056 \text{ kg. m} = 105600 \text{ kg, cm}$$

Cálculo de la longitud de pandeo:Cuadro 3.8. Determinación del Coeficiente de Pandeo: ψ_A .

Elementos que concurren al nudo A	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C2)	165	25	25	32552,08	32552,08
Viga 1	350	25	40	133333,33	52083,33
Viga 2	400	20	35	71458,33	23333,33
Viga 3	360	25	40	133333,33	52083,33
Viga 4	120	20	35	71458,33	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

Cuadro 3.9. Determinación del coeficiente de pandeo: ψ_B .

Elementos que concurren al nudo B	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna (C1)	280	25	25	32552,08	32552,08
Columna (C3)	260	25	25	32552,08	32552,08
Viga 5	350	25	40	133333,33	52083,33
Viga 6	400	20	35	89322,92	23333,33
Viga 7	360	25	40	133333,33	52083,33
Viga 8	120	20	35	89322,92	23333,33

Fuente: Elaboración Propia.

$$\psi_A = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{l_{c2}}}{\frac{I_{vx1}}{l_{v1}} + \frac{I_{vx2}}{l_{v2}} + \frac{I_{vx3}}{l_{v3}} + \frac{I_{vx4}}{l_{v4}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{165}}{\frac{133333,33}{350} + \frac{71458,33}{400} + \frac{133333,33}{360} + \frac{71458,33}{120}}$$

$$\psi_A = 0,21$$

$$\psi_B = \frac{\frac{I_{cx1}}{l_{c1}} + \frac{I_{cx3}}{l_{c3}}}{\frac{I_{vx5}}{l_{v5}} + \frac{I_{vx6}}{l_{v6}} + \frac{I_{vx7}}{l_{v7}} + \frac{I_{vx8}}{l_{v8}}} = \frac{\frac{32552,08}{280} + \frac{32552,08}{260}}{\frac{133333,33}{350} + \frac{89322,92}{400} + \frac{133333,33}{360} + \frac{89322,92}{120}}$$

$$\psi_B = 0,14$$

Para pórticos inraslacionales según EHE-08, se tiene la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B}{1,28 + 2 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B} = \frac{0,64 + 1,4 * (0,21 + 0,14) + 3 * 0,21 * 0,14}{1,28 + 2 * (0,21 + 0,14) + 3 * 0,21 * 0,14}$$

$$\alpha = 0,59$$

Se puede considerar claramente inraslacional las estructuras aporticadas provistas de muros, dispuestos de forma que aseguran la rigidez torsional de la estructura.

Por esta razón se vio conveniente considerar a las columnas como inraslacionales, ya que sus desplazamientos son mínimos los cuales se pueden despreciar.

$$l_o = \alpha * l = 0,59 * 2,80 = 1,65 \text{ m.}$$

Determinación de la esbeltez geométrica de la columna.

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{1,65}{0,25} = 6,60$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna.

$$\lambda_m = \frac{l_o}{i} = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{165 \text{ cm}}{\sqrt{\frac{32552,08 \text{ cm}^4}{625 \text{ cm}^2}}} = 22,86$$

Cálculo de la esbeltez limite inferior.

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{C}{v} * \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 * \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \leq 100$$

Con:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{52160 \text{ kg}}{170 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 25 \text{ cm} * 25 \text{ cm}} = 0,50$$

$$C = 0,20 \quad (\text{armadura simetrica}).$$

Como nos dice la EHE-08 no se pueden emplear excentricidades inferiores a la mínima, por lo que:

$$e_2 = e_1 = \frac{h}{20} = \frac{250}{20} = 12,5 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \therefore 20 \text{ mm}$$

$$\lambda_{inf} = 35 * \sqrt{\frac{0,20}{0,50} * \left[1 + \frac{0,24}{\frac{20}{250}} + 3,4 * \left(\frac{20}{20} - 1 \right)^2 \right]} = 44,27$$

Para esbeltez mecánica $\lambda_m < \lambda_{inf}$ la pieza puede considerarse corta, despreciando efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación de pandeo.

Cálculo de excentricidades.

Excentricidad de primer orden.

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{19200 \text{ kg. cm}}{52160 \text{ kg}} = 0,37 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{105600 \text{ kg. cm}}{52160 \text{ kg}} = 2,02 \text{ cm}$$

Excentricidad total.

$$e_{Tx} = e_{fx} = 2,37 \text{ cm} \quad e_{Ty} = e_{fy} = 4,02 \text{ cm}$$

Determinación del momento de diseño.

$$M_{dx} = N * e_{Tx} = 52160 \text{ kg} * 2,37 \text{ cm} = 123619,20 \text{ kg. cm}$$

$$M_{dy} = N * e_{Ty} = 52160 \text{ kg} * 4,07 \text{ cm} = 212291,20 \text{ kg. cm}$$

Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón.

$$U_c = f_{cd} * A_c = f_{cd} * b * h \quad U_c = 170 * 25 * 25 = 106250 \text{ kg}$$

Determinación de los esfuerzos reducidos.

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{52160 \text{ kg}}{106250 \text{ kg}} = 0,49$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = \frac{52160 \text{ kg} * 2,37 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,047$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = \frac{52160 \text{ kg} * 4,07 \text{ cm}}{106250 \text{ kg} * 25 \text{ cm}} = 0,080$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en la roseta de flexión esviada figura 2.2.

$$\text{Para } v = 0,49 \quad w = 0,18$$

Cálculo la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c \quad U_{total} = 0,18 * 106250 = 19125 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura total (As).

$$A_{s \text{ total}} = \frac{w_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,18 * 25 * 25 * 170}{4434,78} = 4,31 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima (As_{min}).

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

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,1 * 52160}{4434,78} = 1,18 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}}$$

Se usará el diámetro mínimo recomendado por norma:

Se adopta un diámetro de $\Phi=12$ mm que tiene un área $A= 1.13 \text{ cm}^2$ por barra.

Cálculo del número de barras:

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\Phi 12}} = \frac{4,31}{1,13} = 3,81 \text{ barras} = 4 \text{ barras}$$

Se utilizará 4 Φ 12mm

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ barras} * A_{\Phi 12 \text{ mm}} = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 = 4,52 \text{ cm}^2 > 4,31 \text{ cm}^2.$$

El diámetro del estribo será:

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

Según la primera opción: $\phi \geq 1/4 * 12 \text{ mm} = 3 \text{ mm}$

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

} Se asume $\Phi= 6$ mm.

La separación de los estribos puede ser según estas dos opciones:

$$S \leq \begin{cases} \rightarrow b \text{ o } h \text{ (el de menor dimensión)} \\ \rightarrow 15 * \phi \text{ de la armadura longitudinal más delgada} \end{cases}$$

Según la primera opción: $S \leq 25 \text{ cm}$

Según la segunda opción: $S \leq 15 * 1,0 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$

} Se asume $S=15\text{cm}$

Por lo tanto la armadura del estribo será: **$\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$.**

3.5.4. Estructuras complementarias

3.5.4.1 Análisis de cargas

Peso propio losa (espesor x 2500 Kg/m ³)	375 Kg/m ²
Sobre carga de uso	300 Kg/m ²
Barandillas	300 Kg/m
Peldañado	200 Kg/m ²

3.5.4.2. Materiales utilizados en el diseño

Los materiales utilizados para el diseño estructural son:

- Resistencia Característica del hormigón (a los 28 días) $f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$.
- Límite de fluencia del acero $f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$.

3.5.4.3. Diseño de la escalera

Las escaleras serán rectas de dos tramos con un descanso intermedio, dispuestas mediante 17 peldaños con una huella de 30 cm y una contrahuella de 20 cm. El cálculo de dicha escalera se lo realizó con la ayuda del programa CYPE CAD 2015, dando su respectiva verificación manual el detalle de la disposición de armaduras de la escalera se encuentra en el (Anexo N°9).

Verificación: Diseño de la Escalera

Para realizar el cálculo de la escalera, se debe tener conocimiento de:

$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del Hormigón.
$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero.
$\gamma_{H^o} = 2500 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del hormigón.

Especificaciones de la escalera

Base (b) = 1,2 m

Huella (P) = 30 cm

Contra huella (CP) = 20 cm

Longitud (Ln) = 3,90 m

Dimensionamiento.

Primer tramo.

Long (Ln) = 390 cm

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{390}{20} = 19,5 \text{ cm} \qquad t = \frac{Ln}{25} = \frac{390}{25} = 15,6 \text{ cm}$$

Para el cálculo del espesor se toma el espesor constructivo $t = 15 \text{ cm}$

Ángulo de inclinación de la huella.

$$\cos \alpha = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 20^2}} = 0,83$$

Altura inicial.

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,83} = 18,07 \text{ cm}$$

Altura media.

$$h_m = h + \frac{CP}{2} = 18,07 + \frac{20}{2} = 28,07 \text{ cm}$$

Cargas que actúan sobre la escalera.

Sobre carga de diseño.

Sobre carga (S_c) = 300 kg/m²

Carga viva. $W_L = S_c * b = 300 * 1,2 = 360 \text{ kg/m}$

Peso propio de la escalera.

Peso propio. $p_p = \gamma_{H^o} * h_m * b = 2500 * 28,07 * 1,2 = 842,10 \text{ kg/m}$

Peso acabado.

Carga por acabado = 200 kg/m² $p_a = p_{acabado} * b = 200 * 1,2 = 240 \text{ kg/m}$

Peso de barandilla = 300 kg/m²

Carga muerta $W_D = p_p + p_a + p_b = 842,10 + 240 + 300 = 1382,10 \text{ kg/m}$

Análisis de carga. $W_{u1} = W_D + W_L = 1382,10 + 360 = 1744,10 \text{ kg/m}$

Cargas que actúan en el descanso.

Sobre carga de diseño.

Sobre carga (S_c) = 300 kg/m²

Carga viva. $W_L = S_c * b = 300 * 1,2 = 360 \text{ kg/m}$

Peso propio en el descanso.

$$p_p = \gamma_{H^o} * h * b = 2500 * 0,15 * 1,2 = 450 \text{ kg/m}$$

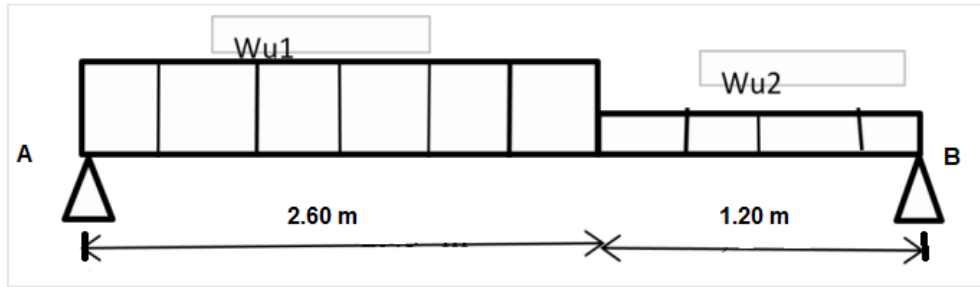
Peso acabado. $p_a = p_{acabado} * b = 200 * 1,2 = 240 \text{ kg/m}$

Carga muerta $W_D = p_p + p_a = 450 + 240 = 690 \text{ kg/m}$

Análisis de carga.

$$W_{u2} = W_D + W_L = 690 + 360 = 1050 \text{ kg/m}$$

Figura 3.30. Análisis de Cargas de la Escalera.



Fuente: Elaboración Propia.

Análisis de la viga.

$$M_{max} = 2903,18 \text{ kg.m}$$

$$R_A = 3182,28 \text{ kg}$$

$$R_B = 2612,38 \text{ kg}$$

$$V_{max} = 3182,28 \text{ kg}$$

Momento de diseño.

$$M_{U \text{ diseño}} = 1.6 * M_{max} = 1.6 * 2903,18 = 4645,09 \text{ kg.m} = 464509 \text{ kg.cm}$$

Canto útil.

$$\text{Espesor (t)} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Base (bw)} = 120 \text{ cm}$$

$$d = t - r = 15 - 2.5 = 12,5 \text{ cm}$$

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de armadura positiva.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{464509}{120 * 12,5^2 * 170} = 0,147$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,149 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N°2.8 para encontrar la cuantía mecánica ($w_s = 0,1669$).

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1669 * 120 * 12,5 * \frac{170}{4434,78} = 9,60 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N°2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima $w_{s \text{ min}} = 0,0028$

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 120 * 15 = 5,04 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $9,60 \text{ cm}^2$

Obtención del número de fierros.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \phi 12 \text{ mm}} = \frac{9,6}{1,3} = 8,50 \text{ barras} \approx 9 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \phi 12 \text{ mm} = 9 * 1,13 = 10,17 \text{ cm}^2$$

Se utilizara: $9\phi 12\text{mm}$ $10,17 \text{ cm}^2 > 9,6 \text{ cm}^2$ Cumple!!

Refuerzo de momento negativo.

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} = \frac{9,6}{2} = 4,8 \text{ cm}^2$$

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}} = 0,0028$)

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0028 * 120 * 15 = 5,04 \text{ cm}^2 / m$$

Se adopta la armadura mayor de $5,04 \text{ cm}^2$

Obtención del número de fierros.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \phi 10 \text{ mm}} = \frac{5,04}{0,785} = 6,42 \approx 7 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 10 \text{ mm} = 7 * 0,785 = 5.50 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $120/7 = 17 \text{ cm}$

Se utilizara: $7\Phi 10\text{mm } c/17 \text{ cm}$

$$5.50 \text{ cm}^2 > 5.04 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!}$$

Refuerzo transversal por temperatura.

$b \text{ (Ln)} = 320 \text{ cm}$

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}}$) = 0,0028

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0,0028 * 320 * 15 = 13.44 \text{ cm}^2 /m$$

Obtención del número de fierros.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{13.44}{0,503} = 26.72 \approx 27 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 \text{ mm} = 27 * 0,503 = 13.58 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $320/27 = 11.85 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$

Se utilizara: $27\Phi 8\text{mm } c/15 \text{ cm}$

$$13.58 \text{ cm}^2 > 13.44 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!}$$

Cálculo de la armadura a compresión.

Como la losa de la escalera no necesita armadura a compresión se colocara una armadura mínima

Armadura a compresión longitudinal.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s \text{ min}}$) = 0,0028

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0,0028 * 120 * 15 = 5.04 \text{ cm}^2 /m$$

Obtención del número de fierros.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{5.04}{0,503} = 10.02 \approx 11 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 11 * 0,503 = 5.53 cm^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $120/11 = 10.91 cm \approx 15 cm$

Se utilizara: $11\Phi 8mm$ c/15 cm

$$5.53 cm^2 > 5.04 cm^2 \text{ Cumple!!}$$

Armadura a compresión transversal

b (Ln) = 320 cm

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima ($w_{s min}$) = 0,0028

$$A_{s min} = w_{s min} \cdot b_w \cdot h = 0,0028 * 320 * 15 = 13.44 cm^2 /m$$

Obtención del número de fierros.

$$N^{\circ}barras = \frac{A_s}{A \Phi 8 mm} = \frac{13.44}{0,503} = 26.72 \approx 27 barras.$$

$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \Phi 8 mm = 27 * 0,503 = 13.58 cm^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene $320/27 = 11.85 cm \approx 15 cm$

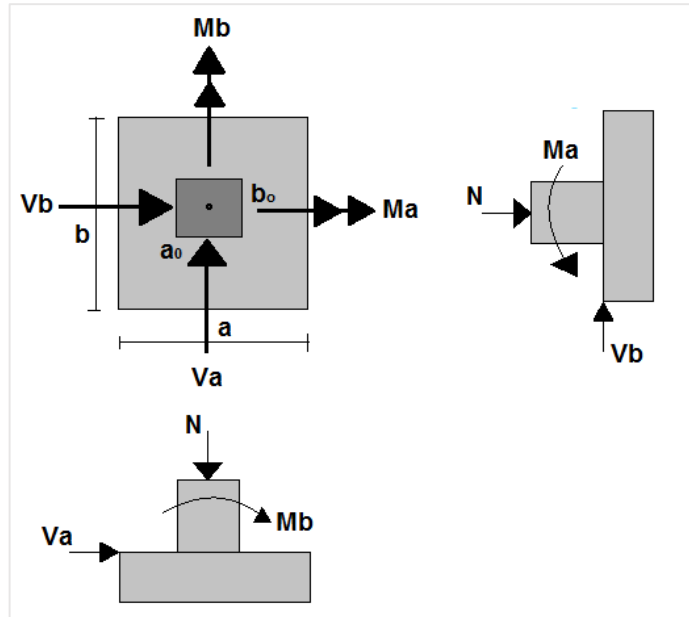
Se utilizara: $27\Phi 8mm$ c/15 cm

$$13.58 cm^2 > 13.44 cm^2 \text{ Cumple!!}$$

3.5.5. Fundaciones (Zapatas)

El diseño de las zapatas está basado en el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87) y se hizo la verificación manual de la zapata N°64, ya que es la más solicitada, el resumen de la disposición de las armaduras se encuentra en (Anexo N°9).

Figura 3.31. Esfuerzos en la Zapata Aislada.



Fuente: Elaboración Propia

Los datos iniciales se tomará del programa CYPE CAD 2015 los cuales se muestran a continuación:

$$N = 50,26 t = 50260 \text{ kg}$$

Esfuerzo Axial.

$$V_x = V_a = 0,16 t = 160 \text{ kg}$$

Esfuerzo Cortante en X.

$$V_y = V_b = 0,18 t = 180 \text{ kg}$$

Esfuerzo Cortante en Y.

$$a_o = 25 \text{ cm}$$

Dimensiones de la Columna.

$$b_o = 25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{adm} = 2,00 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Admisible del suelo.

$$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica de Hormigón.

$$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del Acero.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \frac{kg}{cm^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \frac{kg}{cm^2}$$

Para el peso propio de la zapata, se estima en un 5% de carga de servicio, por lo tanto:

$$P = 5\% * N = 0,05 * 50260 = 2513 \text{ kg}$$

Zapata solicitada por un esfuerzo axial.

$$\sigma_{real} = \frac{N + P}{A_{nec}} \leq \sigma_{adm}$$

$$A_{nec} = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{50260 + 2513}{2,0} = 26386,5 \text{ cm}^2$$

$$A = a * b \quad \text{Tomando una sección cuadrada por lo tanto } a = b$$

$$a = \sqrt{A} = \sqrt{26386,5} = 162,44 \text{ cm} \cong 165 \text{ cm.}$$

Asumiendo una dimensión constructiva de:

$$a = 165 \text{ cm} \quad b = 165 \text{ cm}$$

$$\sigma_{real} \leq \sigma_{adm}$$

$$1,94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Determinación del canto útil.

Se dimensionan de modo que no necesiten armadura de corte. Para ello se recomienda utilizar un canto útil mayor de las siguientes expresiones:

$$Fvd = 0,5 * \sqrt{\frac{f_{ck}}{1,5}} = 0,5 * \sqrt{\frac{255}{1,5}} = 6,52 \quad k = \frac{4 * Fvd}{1,6 * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 6,52}{1,6 * 2,0} = 8,15$$

$$d1 = \sqrt{\frac{a_o * b_o}{4} + \frac{a * b}{2 * k - 1}} - \frac{a_o + b_o}{4} = \sqrt{\frac{25 * 25}{4} + \frac{165 * 165}{2 * 8,15 - 1}} - \frac{(25 + 25)}{4}$$

$$d1 = 31,74 \text{ cm}$$

$$d2 = \frac{2 * (a - a_o)}{4 + k} = \frac{2 * (165 - 25)}{4 + 8,06} = 23,22 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{2 * (b - b_o)}{4 + K} = \frac{2 * (165 - 25)}{4 + 8,06} = 23,22 \text{ cm}$$

Siendo: $h = d_{mayor} + 3 \text{ cm} = 31,74 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 34,74 \text{ cm}$

Por norma $h \geq 15 \text{ cm}$, como cumple la recomendación de adoptar $h = 35 \text{ cm}$

Se adoptó como recubrimiento 3 cm, porque en la base de la zapata se vaciará una capa de hormigón de 5 cm, el mismo que ayudara a proteger la armadura de la zapata.

El peso propio de la zapata:

$$P \cdot p_{zapata} = \gamma_H * volumen = 2500 * 1,65 * 1,65 * 0,35 = 2382,19 \text{ kg}$$

Momentos flectores en la zapata.

En la dirección a, se tiene: $M^i b = Mb + Va * h$

$$M^i b = 160 * 35 = 5600 \text{ kg.cm}$$

En la dirección b, se tiene: $M^i a = Ma + Vb * h$

$$M^i a = 180 * 35 = 6300 \text{ kg.cm}$$

Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y un momento flector.

$$\sigma_{max} = \frac{N + P.P}{a * b} + \frac{6 * M^i a}{a * b^2} + \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} + \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} + \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_{max} = 1,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm} \quad \text{Cumple!!!!}$$

$$1,95 \text{ kg/cm}^2 < 2,0 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de soporte del suelo, absorberá las solicitaciones de la zapata.

$$\sigma_{min} = \frac{N + P.P}{a * b} - \frac{6 * M^i a}{a * b^2} - \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} - \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} - \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_{min} = 1,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} > 0 \quad \text{Zapata a compresión.}$$

Verificaciones al vuelco de la zapata:

En la dirección a, se tiene:

$$\gamma a = \frac{(N + P.P) * a}{2 * M^i b} \geq 1,5$$

$$\gamma a = \frac{(50260 + 2513) * 165}{2 * 5600} \geq 1,5$$

$$\gamma a = 777,46 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!!!}$$

En la dirección b, se tiene:

$$\gamma b = \frac{(N + P.P) * b}{2 * M^i_a} \geq 1,5$$

$$\gamma b = \frac{(50260 + 2513) * 165}{2 * 6300} \geq 1,5$$

$$\gamma b = 691,08 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!!!}$$

Verificación al deslizamiento de la zapata:

Para suelos cohesivos (arcillas).

C_d = Valor minorado de cálculo de la cohesión.

Para suelos con una capacidad admisible de 2,0 kg/cm², el valor de la cohesión es de 2500 kg/m², por lo tanto:

$$C_d = 0,5 * cohesion = 0.5 * 2500 = 1250 \text{ kg/m}^2$$

En la dirección a, se tiene:

$$\gamma a = \frac{(a * b) * C_d}{V_a} \geq 1,5$$

$$\gamma a = \frac{(1,65 * 1,65) * 1250}{160} \geq 1,5$$

$$\gamma a = 21,26 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!!}$$

En la dirección b, se tiene:

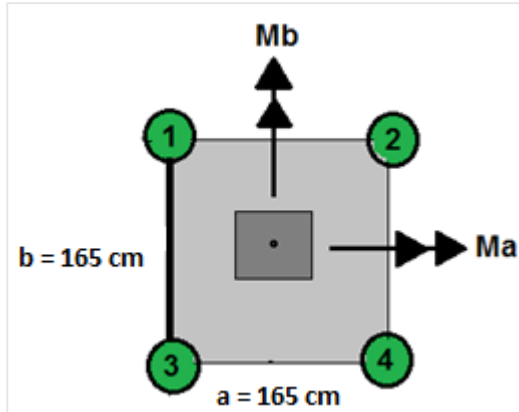
$$\gamma a = \frac{(a * b) * C_d}{V_b} \geq 1,5$$

$$\gamma a = \frac{(1,65 * 1,65) * 1250}{180} \geq 1,5$$

$$\gamma a = 13,23 \geq 1,5 \quad \text{Cumple!!}$$

Zapata solicitada por un esfuerzo vertical, por un esfuerzo horizontal y momentos flectores,

Figura 3.32. Determinación del Diagrama de Esfuerzos.



Fuente: Elaboración Propia.

Para el análisis del diagrama de esfuerzos, no se toma en cuenta el peso propio de la zapata.

Se analizará el esfuerzo producido en las cuatro esquinas:

Designando los puntos de;

- Compresión (+).
- Tracción (-).

$$\sigma_1 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M^i a}{a * b^2} + \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} + \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} + \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_1 = 1,95 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\sigma_2 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M^i a}{a * b^2} + \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} - \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} + \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_2 = 1,94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\sigma_3 = \frac{N + P}{a * b} + \frac{6 * M^i a}{a * b^2} - \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} + \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} - \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_3 = 1,94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

$$\sigma_4 = \frac{N + P}{a * b} - \frac{6 * M^i a}{a * b^2} - \frac{6 * M^i b}{a^2 * b} = \frac{50260 + 2513}{165 * 165} - \frac{6 * 6300}{165 * 165^2} - \frac{6 * 5600}{165^2 * 165}$$

$$\sigma_4 = 1,92 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Determinación del momento y cortante máximo de la zapata:

Para cada dirección se determinará el momento y el cortante a una distancia del 15 % de la dimensión de la columna.

Momento y cortante en el lado a:

Siendo el esfuerzo a una distancia x:

$$x = \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o = \frac{165 - 25}{2} + 0,15 * 25 = 73,75 \text{ cm}$$

$$\sigma^l a = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - x) = 1,92 + \frac{1,95 - 1,92}{165} * (165 - 73,75)$$

$$\sigma^l a = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$Ma = \sigma^l a * \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma^l a) * x}{2} * \frac{2 * x}{3} = 1,94 * \frac{73,75^2}{2} + \frac{(1,95 - 1,94) * 73,75}{2} * \frac{2 * 73,75}{3}$$

$$Ma = 5294,02 \text{ kg.cm/cm}$$

$$Va = \frac{(\sigma_{max} - \sigma^l a) * x}{2} = \frac{(1,95 - 1,94) * 73,75}{2} = 0,37 \text{ kg/cm}$$

Mayorando estos valores:

$$Mad = 1,6 * Ma * b = 1,6 * 5294,02 * 165 = 1397621,28 \text{ kg.cm}$$

$$Vba = 1,6 * Va * b = 1,6 * 0,37 * 165 = 97,68 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura

Determinaremos la cuantía:

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} = \frac{1397621,28 \text{ kg.cm}}{165 * (35 - 3)^2 * 170} = 0,049$$

$$w = \mu * (1 + \mu) = 0,049 * (1 + 0,049) = 0,051$$

Luego, el área de acero necesaria:

$$As = bw * w * d * \frac{fcd}{fyd} = 165 * 0,051 * (35 - 3) * \frac{170}{4434,78} = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = w_{min} * bw * d = 0,0015 * 165 * (35 - 3) = 7,92 \text{ cm}^2$$

Adoptando la mayor armadura de 10,32 cm²

Obtención del número de fierros:

$$N^o \text{ barras} = \frac{As}{A \Phi 12 \text{ mm}} = \frac{10,32}{2,01} = 5,13 \text{ barras} \approx 6 \text{ barras}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \phi 12 \text{ mm} = 6 * 2,01 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria tenemos $\frac{165}{6} = 27,5 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$

Se utilizará: **6 ϕ 16 mm c/26**

$$12,06 \text{ cm}^2 > 10,32 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Momento y cortante en el lado b:

Siendo el esfuerzo a una distancia Y:

$$x = \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o = \frac{165 - 25}{2} + 0,15 * 25 = 73,75 \text{ cm}$$

$$\sigma^I a = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{a} * (a - x) = 1,92 + \frac{1,95 - 1,92}{165} * (165 - 73,75)$$

$$\sigma^I a = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$Ma = \sigma^I a * \frac{x^2}{2} + \frac{(\sigma_{max} - \sigma^I a) * x}{2} * \frac{2 * x}{3} = 1,94 * \frac{73,75^2}{2} + \frac{(1,95 - 1,94) * 73,75}{2} * \frac{2 * 73,75}{3}$$

$$Ma = 5294,02 \text{ kg.cm/cm}$$

$$Va = \frac{(\sigma_{max} - \sigma^I a) * x}{2} = \frac{(1,95 - 1,94) * 73,75}{2} = 0,37 \text{ kg/cm}$$

Mayorando estos valores:

$$Mad = 1,6 * Ma * b = 1,6 * 5294,02 * 165 = 1397621,28 \text{ kg.cm}$$

$$Vba = 1,6 * Va * b = 1,6 * 0,37 * 165 = 97,68 \text{ kg}$$

Determinación de la armadura

Determinaremos la cuantía:

$$\mu d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} = \frac{1397621,28 \text{ kg.cm}}{165 * (35 - 3)^2 * 170} = 0,049$$

$$w = \mu * (1 + \mu) = 0,049 * (1 + 0,049) = 0,051$$

Luego, el área de acero necesaria:

$$A_s = bw * w * d * \frac{fcd}{fyd} = 165 * 0,0525 * (35 - 3) * \frac{170}{4434,78} = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = w_{min} * bw * d = 0,0015 * 165 * (35 - 3) = 7,92 \text{ cm}^2$$

Adoptando la mayor armadura de $10,32 \text{ cm}^2$

Obtención del número de fierros:

$$N^{\circ}barras = \frac{As}{A \phi 12 \text{ mm}} = \frac{10,32}{2,01} = 5,13 \text{ barras} \approx 6 \text{ barras}$$

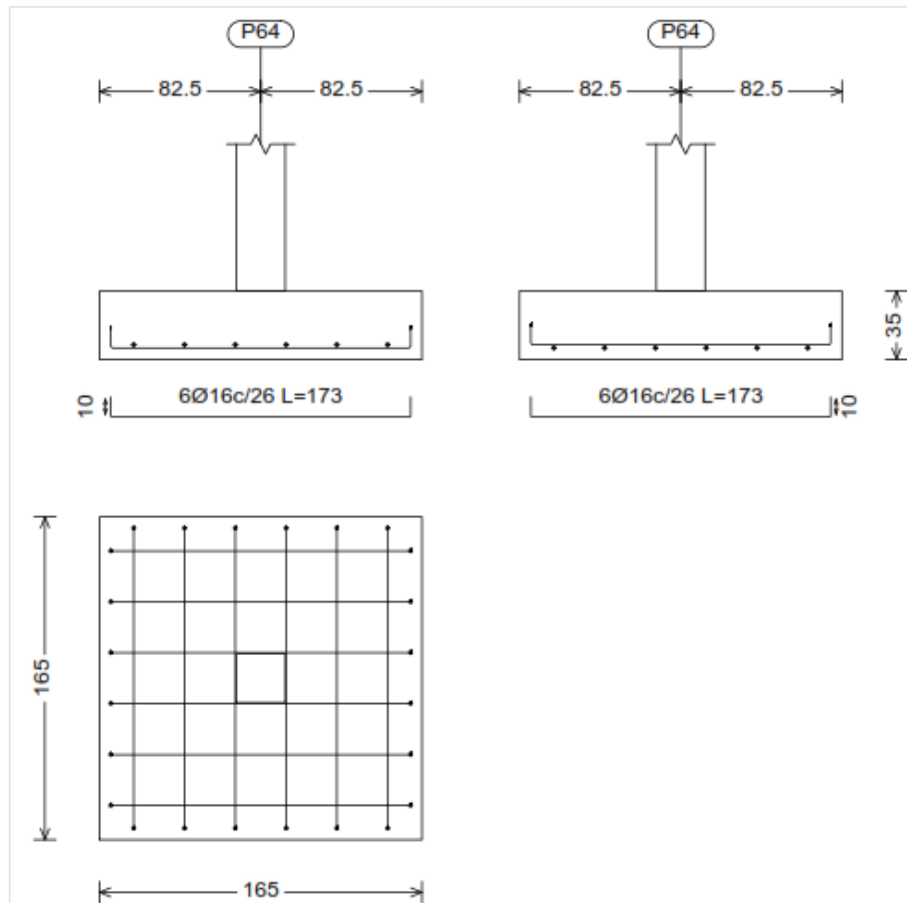
$$A_{st} = N^{\circ}barras * A \phi 12 \text{ mm} = 6 * 2,01 = 12,06 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria tenemos $\frac{165}{6} = 27,5 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$

Se utilizará: **6 ϕ 16 mm c/26**

$$12,06 \text{ cm}^2 > 10,63 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Figura 3.33. Detalle de Armadura de Zapata N°64.



Fuente: Programa CYPE CAD 2015.

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se desarrollaron de acuerdo al tipo de edificación, cumpliendo con las especificaciones que recomienda el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), y el marco teórico que se describe en el capítulo II.

Las especificaciones técnicas detalladas se encuentran en el Anexo N° 3.

3.6.2. Cómputos métricos

Los cómputos métricos se lo realizo de acuerdo a las especificaciones técnicas del tipo de edificación y características propias del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos.

Dichos resultados se detallan en el Anexo N° 4.

3.6.3. Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, está conformado por los insumos, mano de obra, maquinaria y equipo, se consideró para cada ítem gastos generales de un 10 %, beneficio social de 60 %, impuesto al valor agregado de 13 %, utilidad 10 % e impuesto a la transacción de 3 %, dicho cálculo de los precios unitarios a detalle se muestra en el Anexo N°5.

3.6.4. Presupuesto General

El costo para materializar el Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos asciende a 6387801,93 Bs (Seis Millones Trescientos Ochenta y Siete Mil Ochocientos Un Bs Con 93/100), cuantificándose un costo por metro cuadrado de construcción de 517,53 USD (Quinientos Diecisiete USD Con 53/100), el costo mencionado no incluye instalaciones eléctricas, agua potable, sanitaria y pluvial.

El presupuesto general está en Anexo N°6.

3.6.5. Cronograma de Actividades

El cronograma de obras se lo hizo utilizando el cronograma de barras Gantt, el cual nos dio como resultado un plazo de ejecución de la obra de 385 días calendario.

El cronograma de ejecución de actividades se encuentra en (Anexo N°7).

3.6.6. Plan de Mantenimiento

El plan de mantenimiento y refacción será planificado y ejecutado por la entidad solicitante (Gobernación del Dpto. de Tarija, Secretaría de Obras Públicas, Dirección de Infraestructura).

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

4.1 Nombre del Aporte

Diseño y comparación técnica - económica de muros de alta resistencia para recintos penitenciarios de máxima seguridad, entre un muro de mampostería reforzada externamente con malla electrosoldada y un muro prefabricado de hormigón armado.

4.2. Marco conceptual del aporte

El sistema de mampostería reforzada es fundamental en la construcción de muros de alta resistencia con piezas de mampostería de perforación vertical, unidas por medio de mortero, reforzadas internamente con barras y alambres de acero, cumpliendo los requisitos de análisis, diseño y construcción apropiados establecidos en la Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 NSR - 2010. Este sistema permite la inyección de todas sus celdas con mortero de relleno o inyectar sólo las celdas verticales que llevan refuerzo.

La construcción se realiza por medio de procedimientos y actividades tradicionales de mampostería, aunque los muros pueden prefabricarse formando paneles.

4.3. Alcance del Aporte

4.3.1. Marco teórico

El aporte comprende un análisis comparativo, técnico-económico, para muros de mampostería reforzada y muros prefabricados de hormigón armado, siguiendo las normativas código Boliviano del hormigón CBH-87, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 NSR-10 y el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia).

4.4. Producto Aporte

4.4.1. Muro de mampostería reforzada externamente con malla electrosoldada

Definición.- Se clasifican como muros de mampostería reforzada externamente aquellos en donde el refuerzo consiste en malla electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento o revoque en ambas caras laterales de los muros fijándolas a ellas mediante conectores y/o clavos de acero con las especificaciones descrito en el presente capítulo.

Espesor mínimo.- Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor real total no menor de 130 mm, los cuales corresponden a 90 mm de espesor real mínimo del muro de mampostería y a 20 mm de espesor mínimo de mortero de revoque en cada uno de los 2 lados del muro.

Resistencia mínima.- La resistencia de la mampostería f'_m no puede ser inferior a 8 MPa. La resistencia del mortero de recubrimiento o revoque f'_{cre} debe ser como mínimo de 12.5 MPa.

Usos de la mampostería reforzada externamente.- Este sistema estructural se clasifica, para efectos de diseño sismo resistente como uno de los sistemas estructurales de resistencia sísmica con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.

Refuerzo mínimo.- la cantidad de refuerzo dispuesta en los muros de mampostería reforzada externamente no pueden ser menor de los siguientes valores:

Refuerzo vertical mínimo.....0.00035.

Refuerzo horizontal mínimo.....0.00035.

La separación del refuerzo tanto horizontal como vertical de los alambres de las mallas electrosoldadas utilizadas como refuerzo no puede ser mayor de 300 mm.

Módulo de Elasticidad.- El módulo de elasticidad de cada material componente de la mampostería reforzada externamente se debe determinar de acuerdo a $E_{cre} = 2000\sqrt{f'_{cre}} MPa$, cuando la relación entre los módulos sea superior a 2 0 inferior a 0,5 los módulos de elasticidad deben determinarse mediante ensayos, tomando el valor secante entre $0,05f'_m$ y $0,33f'_m$ respectivamente.

Requisitos adicionales de construcción.

Espesor de la capa de mortero de recubrimiento.-El espesor de cada una de las capas de mortero de recubrimiento (revoque) no podrá ser menor de 15 mm ni mayor de 45 mm. Cuando el espesor total de la capa de mortero de recubrimiento sea mayor a 15 mm dicho mortero se deberá colocar en capas sucesivas con espesores entre 10 y 15 mm hasta completar el espesor total.

Recubrimiento mínimo a la malla de refuerzo.-la malla electrosoldada colocada como refuerzo en los muros de mampostería reforzada externamente deberán tener los siguientes recubrimientos mínimos, los cuales deben garantizarse durante el proceso constructivo utilizando dispositivos plásticos o similares desarrollados para tal fin:

- Recubrimiento mínimo a la superficie de mampostería = 5 mm
- Recubrimiento mínimo externo a la malla = 10 mm

Curado del mortero de recubrimiento o revoque.- El mortero de recubrimiento o revoque que se utilice en los muros debe ser sometido a un curado húmedo continuo durante por lo menos 7 días.

4.4.2. Muro prefabricado de hormigón armado

Se pretende dar a conocer una alternativas más de las técnicas de Prefabricados en nuestro país, al evaluar el uso de ellos a través de la construcción de un Recinto Penitenciario compuesto por Celdas prefabricadas de hormigón armado, donde cada celda está compuesta por cuatro paneles y una losa, las cuales se unirán entre sí, formando una sola estructura.

4.4.3. Parámetros de diseño para ambos muro

- Para el análisis de esfuerzos que actúan en el muro se usó el programa estructural SAP 2000 con propiedades mecánicas propias de cada muro, Se usó este programa estructural porque nos da resultados más precisos que los métodos tradicionales como por ejemplo CZERNY.
- Los muros fueron diseñados similar al cálculo de losas de hormigón armado.
- Como recomienda la NSR-10 la carga mínima aplicada para el diseño del refuerzo para muros de mampostería reforzada es de 25 kg sobre un área de 0,30 m de lado, esta carga se aplicó para el diseño de ambos muros para luego hacer su respectiva comparación de los mismos.

4.5. Diseño del Muro de Mampostería Reforzada Externamente con Malla Electrosoldada

Figura 4.1. Detalle de Ladrillo a Usar en el Muro.



Medidas de ladrillo 6 huecos (cm).

Largo = 24.

$w_{ladrillo} = 3,5 \text{ kg}$

Ancho = 12.

$\gamma_{mortero} = 2400 \text{ kg/m}^3$

Alto = 18.

Fuente: Elaboración Propia.

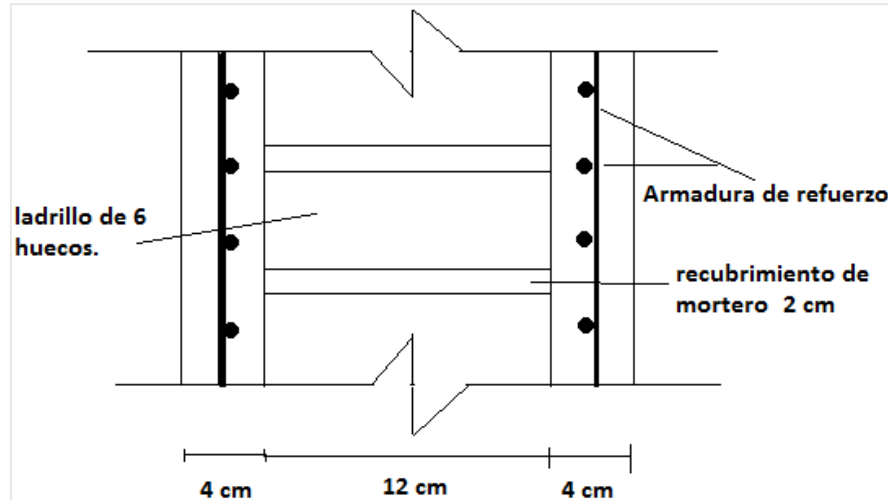
Para el diseño de muro de mampostería reforzada externamente, se tomara como espesor de muro ladrillo de 12 cm, con revoque de mortero de 4 cm a ambos lados del muro, por lo tanto:

$$w_{muro} = \frac{w_{ladrillo} + \frac{(26 * 20 - 24 * 18) * 12}{1000000} * \gamma_{mortero} + 2 * \frac{26 * 20 * 4}{1000000} * \gamma_{mortero}}{0,26 * 0,20}$$

$$w_{muro} = \frac{3,5 + \frac{(26 * 20 - 24 * 18) * 12}{1000000} * 2400 + 2 * \frac{26 * 20 * 4}{1000000} * 2400}{0,26 * 0,20}$$

$$w_{muro} = 308,05 \text{ kg/m}^2 \approx 309 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Peso del muro por metro cuadrado.}$$

Figura 4.2. Vista Transversal del Muro de Mampostería Reforzada.



Fuente: Elaboración Propia.

Peso de la malla electrosoldada.

Cuadro 4.1. Especificaciones Técnicas de Mallas Electrosoldada.

Retícula	Diámetro (mm)	Peso malla (kg)	Peso (kg/m ²)	Área acero (mm ² /m ²)
15x15	4	17,6	1,33	150,8
	5	24,7	1,87	235,9
	6	35,5	2,69	339,3
	8	63,1	4,78	603,2
	10	98,6	7,47	942,5
	12	142,1	10,76	1357,2

Fuente: Distribuidora Las Lomas.

Cumpliendo con las recomendaciones constructivas mínimas para recintos penitenciario se adoptará una malla electrosoldada de 8 mm de diámetro, espaciado entre barras de 15 cm.

Por lo tanto:

$$w_{total(muro\ ladrillo+malla)} = 309 \frac{kg}{m^2} + 2 * 4,78 \frac{kg}{m^2} = 318,56 \frac{kg}{m^2} \approx 319 \frac{kg}{m^2}.$$

Datos del muro a ser diseñado (segunda planta).

Ancho de muro = 3,80 m

Altura de muro = 2,80 m

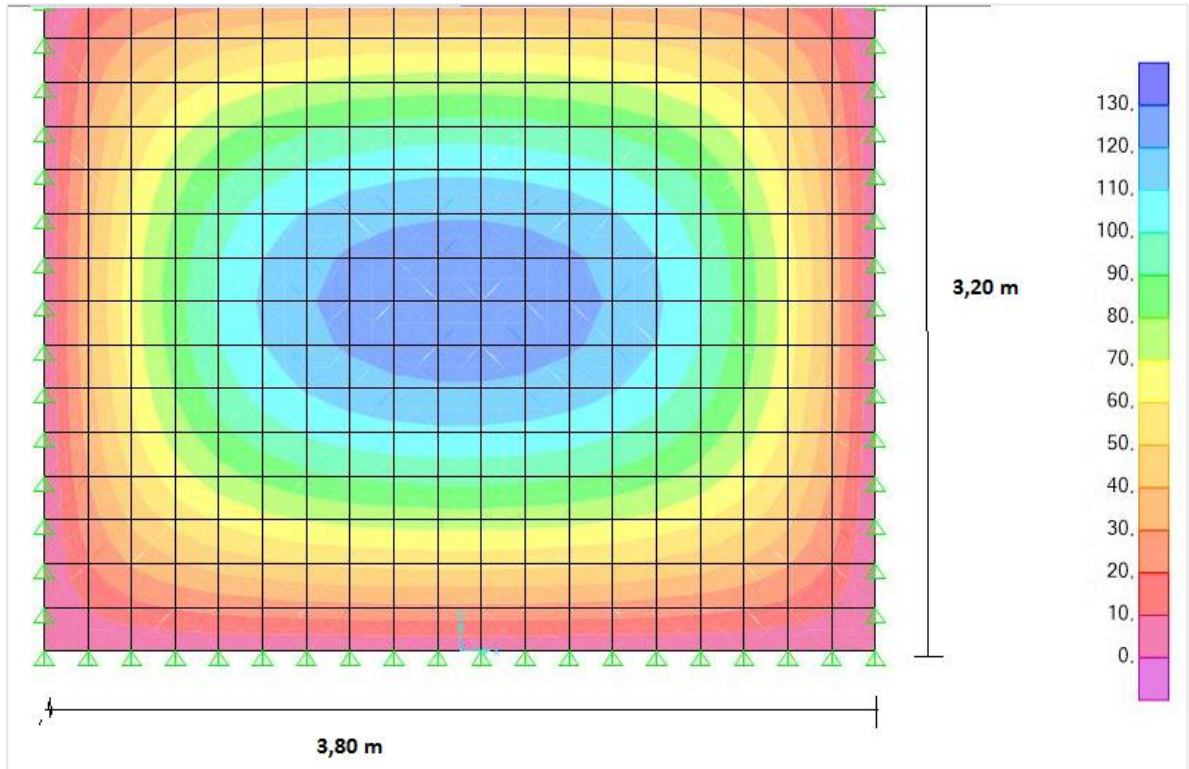
Espesor de muro = 0,20 m

Resistencia a la compresión del mortero = 12,5 MPa = 125 kg/cm²

Límite de fluencia del acero = 5000 kg/cm²

$E_{cre} = 2000\sqrt{f'_{cre}}$ MPa = 2000 * $\sqrt{12,5}$ = 7071,07 MPa = 7071070 KN/m²

Figura 4.3. Esfuerzos del Muro de Mampostería Reforzada.



Fuente: Programa SAP 2000.

Datos.

$$M_x = 127,76 \text{ kg.m} = 12776 \text{ kg.cm}$$

Momento flector positivo máximo.

$$M_y = 166,02 \text{ kg.m} = 16602 \text{ kg.cm}$$

Momento flector negativo máximo.

$$f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del Hormigón.

$$f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del Acero.

$$b_w = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$$

Ancho de la pieza.

$$d_1 = 2 \text{ cm}$$

Altura de recubrimiento mínimo.

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la altura mínima.

$$\text{Espesor del muro} = 20 \text{ cm} \quad d = h - d_1 = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{canto util.}$$

○ **Cálculo de armadura en la dirección horizontal del muro.**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{12776}{100 * 18^2 * 170} = 0,0024$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0024 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310 .

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 * 18 * \frac{170}{4434,78} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

De la norma NSR-10 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0,00035

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,00035 * 100 * 18 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 2,14 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para el muro.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \phi 8 \text{ mm}} = \frac{2,14}{0,503} = 4,25 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \phi 8 \text{ mm} = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/5= 20 cm.

$$2,52 \text{ cm}^2 > 2,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Pero por recomendaciones mínimas del reglamento técnico de construcciones e infraestructura de establecimientos de reclusión, recomienda armadura de 8 mm de diámetro con un espaciamiento de 15 cm.

Por lo tanto se utilizará: **Φ8mm c/15 cm**

- **Cálculo de armadura en la dirección vertical del muro.**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{16602}{100 * 18^2 * 170} = 0,0031$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0031 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310 .

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 * 18 * \frac{170}{4434,78} = 2,14 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

De la norma NSR-10 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0,00035

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,00035 * 100 * 18 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 2,14 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para el muro.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{2,14}{0,503} = 4,25 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \Phi 8 \text{ mm} = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/5= 20 cm.

$$2,52 \text{ cm}^2 > 2,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Pero por recomendaciones mínimas del reglamento técnico de construcciones e infraestructura de establecimientos de reclusión, recomienda armadura de 8 mm de diámetro con un espaciamiento de 15 cm.

Por lo tanto se utilizará: **Φ8mm c/15 cm**

- **Precio Unitario por m² de Muro de Mampostería Reforzada Externamente con Malla electrosoldada.**

Costo de muro de ladrillos 12 cm de espesor (6H).

Costo por m² = 100,83 Bs.

Costo Acero de Refuerzo.

Costo por kg = 11,38 Bs.

Costo por m² para ambos lados del muro = 11,38 * 2 * 4,78 = 105,16 Bs.

Costo Revoque con mortero.

Costo por m² = 106,94 Bs.

Costo por m² de revoque ambos lados = 106 94 * 2 = 231,88 Bs.

Costo Total = 100,83 + 105,16 + 231,88 = 437,87 Bs/m².

4.6. Diseño del Muro Prefabricado de Hormigón Armado

Peso del hormigón armado para 1 m² de muro.

$e = 14 \text{ cm} = 0,14 \text{ m}$ Espesor del muro.

$\gamma_{\text{hormigón armado}} = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Resistencia característica del hormigón = 250 kg/cm².

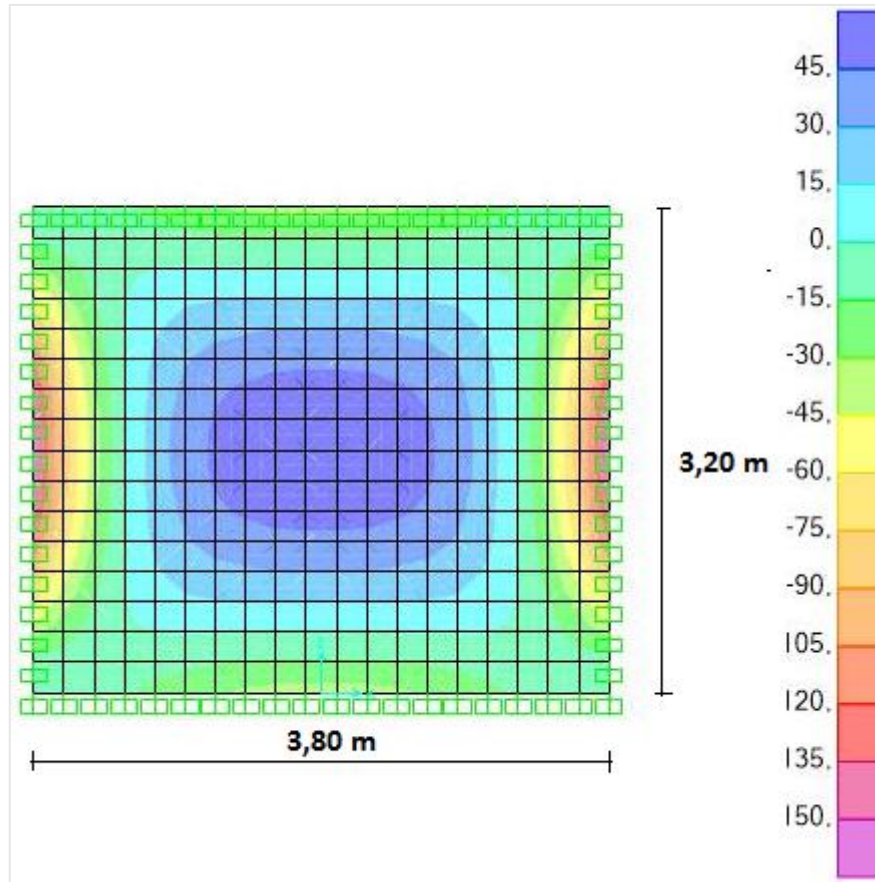
Límite de fluencia del acero = 5000 kg/cm².

$W_{\text{hormigón armado}} = \gamma_{\text{hormigón}} * \text{volumen}_{\text{muro de hormigón}}$

$W_{\text{hormigón armado}} = 2500 \text{ kg/m}^3 * (1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.14 \text{ m}) = 350 \text{ kg}$.

$q = \frac{W_{\text{total muro de H}^\circ\text{A}^\circ}}{1 \text{ m} * 1 \text{ m}} = \frac{350 \text{ kg}}{1 \text{ m} * 1 \text{ m}} = 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ Peso por m² de muro de H°A°.

Figura 4.4. Esfuerzos del Muro de H°A°.



Fuente: Programa SAP 2000.

Datos del muro.

- | | |
|---|--|
| $M_x = 80,62 \text{ kg.m} = 8062 \text{ kg.cm}$ | Momento flector positivo máximo. |
| $M_y = 178,17 \text{ kg.m} = 17817 \text{ kg.cm}$ | Momento flector negativo máximo. |
| $f_{ck} = 255 \text{ kg/cm}^2$ | Resistencia característica del Hormigón. |
| $f_{yk} = 5100 \text{ kg/cm}^2$ | Límite de fluencia del Acero. |
| $b_w = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$ | Ancho de la pieza. |
| $d_1 = 2 \text{ cm}$ | Altura de recubrimiento mínimo. |

Determinación del f_{cd} y f_{yd} resistencia de cálculo del hormigón y del acero.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{255}{1,5} = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{5100}{1,15} = 4434,78 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la altura mínima.

Espesor del muro = 14 cm $d = h - d_1 = 14 - 2 = 12 \text{ cm}$ *canto util.*

○ **Cálculo de armadura en la dirección horizontal del muro.**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{8062 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,0034$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0034 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310 .

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm} * \frac{170 \text{ kg/cm}^2}{4434,70 \text{ kg/cm}^2} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0.0016

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0016 * 100 \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 2,24 cm²

Obtención del número de fierros para A_s positiva para el muro.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{2,24}{0,503} = 4,45 \approx 5 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \Phi 8 \text{ mm} = 5 * 0,503 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/5= 20 cm.

$$2,52 \text{ cm}^2 > 2,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Pero por recomendaciones constructivas mínimas del reglamento técnico de construcciones e infraestructura de establecimientos de reclusión, recomienda armadura de 8 mm de diámetro con un espaciamiento de 15 cm.

Por lo tanto se adoptará: **Φ8mm c/15 cm.**

○ **Cálculo de armadura en la dirección vertical del muro.**

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{17817 \text{ kg.cm}}{100 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^2 * 170 \text{ kg/cm}^2} = 0,0074$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,2961 \rightarrow \text{para acero } f_y = 5100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0074 < 0,2961$$

Con el valor del momento reducido (μ_d) se va al cuadro N° 2.8 para encontrar la cuantía mecánica (w_s) = 0,0310 .

$$A_s = w_s * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0310 * 100 \text{ cm} * 12 \text{ cm} * \frac{170 \text{ kg/cm}^2}{4434,78 \text{ kg/cm}^2} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima.

Del cuadro N° 2.7 se obtiene la cuantía mecánica mínima (w_{min}) = 0.0009

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} * b_w * h = 0,0009 * 100 \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de 1,43 cm²

Obtención del número de fierros para As positiva para el muro.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{A_s}{A \Phi 8 \text{ mm}} = \frac{1,43}{0,503} = 2,84 \approx 3 \text{ barras.}$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{barras} * A \Phi 8 \text{ mm} = 3 * 0,503 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/3= 33,33 ≈ 34 cm.

$$1,51 \text{ cm}^2 > 1,43 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

Pero por recomendaciones mínimas del reglamento técnico de construcciones e infraestructura de establecimientos de reclusión, recomienda armadura de 8 mm de diámetro con un espaciamiento de 15 cm.

Por lo tanto se adoptará: **Φ8mm c/15 cm.**

- **Precio Unitario por m² de Muro Prefabricado de H°A° de 14 cm de Espesor.**

Costo de Muro Prefabricado de H°A° de 14 cm de Espesor.

Costo por m³ de H° = 1294,68 Bs.

Costo Acero de Refuerzo para ambos lados del muro.

Costo por kg = 11,38 Bs.

Costo por m³ para ambos lados del muro = 11,38 * 2*4,78 = 108,79 Bs.

Costo Total de Muro de H°A° por m³.

Costo Total de Muro de H°A° por m³ = 1294,68 + 108,79 = 1403,47 Bs/m³.

4.7. Análisis Técnico – Económico.

Cuadro 4.2. Cuadro Comparativo Técnico-Económico de Ambos Muros.

TIPO DE MURO	PESO DE MURO (kg/m ²)	ARMADURA HORIZONTAL	ARMADURA VERTICAL	OBSERVACIONES
Muro de Mampostería Reforzada Externamente con Malla Electrosoldada.	319	Φ 8 mm c/15 cm	Φ 8 mm c/15 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Precio por metro cuadrado 437,87 Bs. • El espesor del muro es mayor que el muro de H°A°, el cual quita área de circulación. • En cuanto al peso se puede concluir que es más liviano con 31 kg/m², con respecto al muro de H°A°. • El muro es mucho más resistente ante la presencia de sismo. • En cuanto a la mano de obra es mucho más económico, pero de menor rendimiento a comparación del muro de H°A° en cuanto su construcción.
Muro Prefabricado de H°A°.	350	Φ 8 mm c/15 cm	Φ 8 mm c/15 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Precio por metro cubico 1403,47 Bs. • A pesar de su espesor de 14 cm, el muro es mucho más pesado que el muro de mampostería reforzada ya que el peso específico del hormigón es mucho mayor. • Se puede considerar como muro homogéneo de características similares en cualquier punto del muro. • Es de más rápida ejecución y optimiza el tiempo de ejecución. • En la industria de la prefabricación que tiene por ventaja desechar algún elemento que no cumpla con la calidad solicitada y reemplazarlo por otro.

Fuente: Elaboración Propia.

CONCLUSIONES

Una vez concluido con el proyecto de grado de Ingeniería Civil “DISEÑO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE DE REGIMEN PROGRESIVO DEL PENAL DE MORROS BLANCOS”, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Con el diseño estructural y su posterior construcción del Bloque de Régimen Progresivo se podrá solucionar el problema de hacinamiento e insalubridad en el cual viven los reos en la actualidad.

Y en consecuencia los reos podrán ser rehabilitados para su posterior reinserción a la sociedad.

- Para el diseño estructural del Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos, se usó el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87 y la Instrucción Española del Hormigón Estructural 2008 EHE-08, además se adoptó como recomendaciones constructiva el Reglamento Técnico de Construcciones e Infraestructura de Establecimientos de Reclusión 2014 (Bogotá, Colombia), ya que en nuestro país no se cuenta con normativas o recomendaciones para el diseño de este tipo de edificación, por tal motivo se procedió a adoptar la normativa de países vecinos.

Es conveniente aclarar que dicho reglamento sólo se usó como recomendaciones constructivas y no así en el diseño de elementos estructurales.

- En cuanto a la topografía del lugar donde se va a cimentar el Bloque de Régimen Progresivo, se puede concluir que no tiene grandes depresiones, el cual con un respectivo movimiento de tierras y nivelación del terreno se lo puede considerar como una superficie plana.
- En cuanto al estudio de suelos es conveniente aclarar que no se realizó un estudio de suelos adecuado como se recomienda generalmente para evitar asentamientos diferenciales de la estructura, porque el Penal de Morros Blancos en la actualidad está en funcionamiento y por riesgo de fuga de los reclusos, seguridad personal hizo que sea un impedimento para realizar un estudio de suelos a mayor detalle.

Por tal motivo no se contaba con el tiempo y las condiciones necesarias para realizar el ensayo SPT a mayor profundidad como se recomienda y así poder saber qué características tiene el suelo a mayor profundidad.

- Se decidió cimentar zapatas aisladas a 2 m de profundidad por los siguientes motivos:
 - Una vez realizado el análisis de transmisión de cargas y solicitaciones del Bloque de Régimen Progresivo, se concluye que su transmisión de cargas es moderada por tratarse de una edificación de dos plantas.
 - Optimizar los materiales para la materialización física de los elementos de cimentación.
 - A esa profundidad el suelo es apto para cimentar la edificación y no existe la presencia de nivel freático el cual es dañino para la fundación.
- En la verificación manual de los elementos estructurales más solicitados (losas de H°A°, vigas de H°A°, columnas de H°A° y zapata de H°A°), se puede decir que se optimizó el diseño para que el hormigón y el acero trabajen en conjunto, aprovechando al máximo las propiedades mecánicas de ambos materiales.
Un claro ejemplo es en el caso de la viga verificada que está comprendida entre las columnas P79 y P80, la cual está diseñada en el dominio 3.
- Para el diseño del Bloque de Régimen Progresivo, se decidió adoptar muros prefabricados de hormigón armado, por la máxima seguridad que se requiere para este tipo de edificación y requerir menor tiempo para el puesto en obra, ya que se puede iniciar la prefabricación de estos elementos mientras el proyecto comienza con otras tareas como la construcción de la primer planta, lo que claramente se transforma en un ahorro de tiempo.
- El costo para materializar el Bloque de Régimen Progresivo del Penal de Morros Blancos asciende a 6387801,93 Bs (Seis Millones Trescientos Ochenta y Siete Mil Ochocientos Un Bs Con 93/100), cuantificándose un costo por metro cuadrado de construcción de 517,53 USD (Quinientos Diecisiete USD Con 53/100), el costo mencionado no incluye instalaciones eléctricas, agua potable, sanitaria y pluvial.

- Se vio conveniente la implementación de muros de H°A° en el software, para ver la variación que existe cuando se implementa al programa el muro en sí o como carga lineal, ya que el programa estructural CYPE CAD 2015 no nos permite realizar esta operación se vio conveniente realizarlo con el programa SAP 2000.

A continuación se detallarán las variaciones que existe implementando en el programa el muro de H°A° en si o como carga lineal:

- Con la implementación de muros H°A° los desplazamientos horizontales de las columnas son mínimos por lo que se lo pueden considerar nulos, ya que los muros aseguran la rigidez con las columnas y evita desplazamientos considerables, en consecuencia se consideran columnas cortas y se desprecian los efectos de segundo orden y no se realiza ninguna comprobación de pandeo en columnas.
- Cuando se incluyen muros de H°A° como carga lineal al software, los desplazamientos horizontales de las columnas son considerables y no se pueden despreciar por lo que se debe realizar el cálculo de efectos de segundo orden y comprobar a pandeo.
- Con la inclusión de muros como tal al software, se puede considerar toda la estructura como homogénea, ya que los elementos estructurales y muros estarán compuestos de H°A° y toda la estructura trabajará como una sola.

RECOMENDACIONES

- Por las dificultades ya mencionadas anteriormente para realizar un estudio de suelos adecuado para este proyecto, se recomienda realizar un nuevo estudio de suelos a mayor profundidad con un perfil stratigráfico como recomienda la norma ASTM D1586, ya que en nuestro medio la mayor parte de las estructuras falla por un mal estudio de suelos, sufriendo asentamientos diferenciales hasta ocasionar el colapso de la misma.
- Para el cálculo estructural realizar el diseño de los elementos estructurales de la manera más óptima posible, para que tanto el hormigón como el acero trabajen en conjunto aprovechando al máximo sus propiedades mecánicas de los materiales.
- Para el diseño estructural de recintos penitenciarios se recomienda que se use normativas de diseño de países vecinos, ya que en nuestro país no cuenta con normativas o recomendaciones constructivas mínimas para el diseño de este tipo de edificación, ya que es muy necesario contar con una normativa que regule la construcción de recintos penitenciarios y con esto se evite fugas de reos.
- Por la importancia de que los recintos penitenciarios sean de máxima seguridad se recomienda que tanto los muros y losas sean de hormigón armado, con barras de 8 mm de diámetro espaciadas cada 15 cm, doblemente armado tanto en la parte superior como inferior con un espesor mínimo de muro de 14 cm.
- Para la fundación de la edificación se recomienda el diseño de una losa de fundación para evitar la fuga de reos que viven en el penal, pero por no encarecer la obra se adoptan zapatas aisladas.
- Se recomienda que se usen muros de hormigón armado como división de celdas, al igual que la losa de cimentación por no encarecer la obra se aconseja adoptar muros de ladrillos, ya que el bloque se encuentra dentro del predio del penal y no así en su perímetro.

