

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

En la actualidad, la ciudad de Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de su población, al igual que el aumento de niños y jóvenes que asisten a colegios para adquirir el derecho a la educación. Tal es el caso del Barrio Fray Quebracho que no cuenta con una unidad educativa, es por ello que los estudiantes deben asistir a colegios que se encuentran lejanos a la zona, además que no tienen las aulas suficientes que brinden comodidad a los mismos.

Como consecuencia de los problemas ya mencionados, se establece la necesidad de la construcción de una nueva Unidad Educativa de modo que beneficie a la población estudiantil de la zona.

1.1.1. Planteamiento del problema

De acuerdo a consultas realizadas a personas que viven en la zona sobre el tema de educación, se identificó los siguientes problemas:

- Ausencia de infraestructura para Educación Escolar en el barrio.
- Jóvenes y niños sin la oportunidad de asistir a una unidad educativa, por el hecho que éstas se encuentran lejanas.
- Pocas aulas de estudio para los escolares.

Los estudiantes tienen la necesidad de asistir a un colegio que les ofrezca comodidad de modo que puedan estudiar desarrollándose de manera satisfactoria, y cumplir con las tareas para mejorar su nivel de educación.

De mantenerse la situación actual, los estudiantes de la zona que no cuentan con los recursos suficientes para asistir a colegios lejanos, incomodidad en las unidades educativas lejanas por falta de espacio debido al gran número de asistentes, muchos

niños y jóvenes, que quedarán sin la posibilidad de asistir a un colegio, a causa de esta situación, se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- ✓ Ampliación de aulas en colegios de otras zonas.
- ✓ Provisión de buses de manera que los estudiantes asistan a colegios de zonas lejanas.
- ✓ Construcción de una nueva Unidad Educativa para el barrio y zonas cercanas.

Por tanto, el Gobierno Autónomo Municipal de Tarija conoce la importancia de contar con ambientes adecuados, que puedan brindar las mejores condiciones en educación en la zona del Barrio Fray Quebracho. Es por eso que se construirá una infraestructura que sea capaz de satisfacer las necesidades en cuanto a la educación y así mejorar la calidad de formación de los estudiantes.

1.1.2. Formulación

Con la construcción de una nueva infraestructura que cuente con todo lo necesario para los estudiantes, se dará solución al problema y se mejorarían las condiciones de vida; además aumentará la asistencia de los niños y jóvenes a dicho colegio. Por consiguiente, se ha planteado la alternativa: **“Construcción de una infraestructura de la Unidad Educativa Fray Quebracho”**, como solución; la misma cuenta con diseño arquitectónico.

1.1.3. Sistematización

Con la alternativa definida, **“Construcción de una infraestructura de la Unidad Educativa Fray Quebracho”**, y con un análisis técnico y económico en el estudio del perfil de las estructuras de sustentación para la infraestructura, se ha determinado realizar lo siguiente:

- Estructura de Cimentación con zapatas aisladas de H°A°.
- Estructura de sustentación: una estructura porticada de H°A°.

- Estructura de sustentación para separación de niveles con losa alivianada.
- Estructura de sustentación para la cubierta de losa alivianada y casetonada.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el Diseño Estructural de la “**Unidad Educativa Fray Quebracho**” de la Ciudad de Tarija de acuerdo a la norma CBH-87, para satisfacer la demanda de la comunidad brindando seguridad y estabilidad de la infraestructura.

1.2.2. Específicos

- Validar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Efectuar el estudio de suelos para determinar la resistencia admisible del terreno de fundación de la estructura.
- Analizar todos los detalles mínimos de la estructura de acuerdo al plano arquitectónico.
- Analizar las cargas muertas y vivas sobre cada ambiente, para tener conocimiento del caso más desfavorable de funcionamiento de la estructura y evitar posteriores daños en la estructura.
- Emplear la Norma Boliviana CBH-87 dentro del software CYPECAD para realizar el cálculo estructural y la optimización del diseño, además de verificar los elementos estructurales más solicitados de acuerdo la idealización de la estructura.
- Determinar el costo total de la obra con el correspondiente análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el proyecto.
- Definir las especificaciones técnicas del proyecto.
- Elaborar un plan de ejecución de la obra y el cronograma de trabajo de proyecto y estimar el tiempo de ejecución del mismo.
- Realizar el diseño de planos estructurales a detalle.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

El desarrollo del siguiente “Proyecto de Grado” tiene como fin cumplir con los requisitos para el proceso de titulación, para ello se deberá estar en condición de diseñar y emprender un proyecto de investigación, aplicando los conocimientos académicos adquiridos con las materias cursadas y los elementos conceptuales y técnicos obtenidos con el estudio, acerca del diseño de estructuras desarrollando el criterio apropiado.

1.3.2. Técnica

A medida que pasa el tiempo, las metodologías de construcción avanzan de manera muy significativa, es por ello que se hace indispensable el uso de las normas, métodos de análisis y herramientas computacionales actualizadas.

- ✓ Se usará el programa CYPECAD para el diseño y cálculo de estructuras de Hormigón Armado, realizando la respectiva verificación de los resultados para garantizar la estabilidad de la estructura.
- ✓ Se hará uso de las normas vigentes que proporcionan estudios detallados sobre los materiales que intervienen en la construcción, de modo que brindan mayor información sobre sus características, lo cual permite efectuar un cálculo más preciso y exacto.

1.3.3. Social

El diseño estructural del proyecto será entregado al Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, el cual posteriormente tendrá la posibilidad de llevarlo a cabo. El mismo será de gran beneficio a las personas del barrio Fray Quebracho en la Ciudad de Tarija, ya que está ubicado en una zona lejana al centro de la ciudad, satisfaciendo las necesidades en el tema de educación y brindando ambientes cómodos y adecuados a los estudiantes que habitan en la zona.

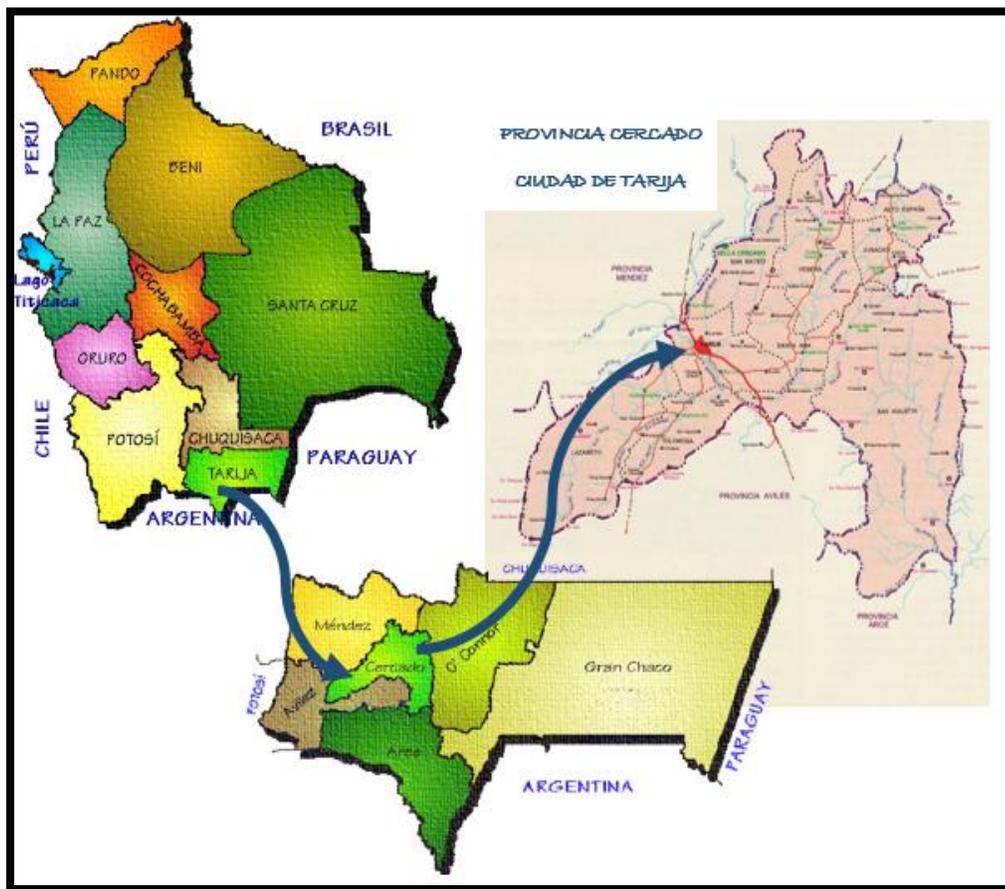
1.4. Marco de Referencia

1.4.1. Espacial

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al Diseño Estructural de una nueva Unidad Educativa que estará ubicado en el Barrio Fray Quebracho, del departamento de Tarija, provincia Cercado.

La provincia Cercado está ubicada el centro-oeste del departamento, limita al noroeste con Méndez, al este con Burdet O'Connor, al sur con Arce y al suroeste con Avilés. Su capital es Tarija, que también lo es de todo el departamento.

Figura N° 1.1 Mapa de Bolivia, Departamento de Tarija y Provincia Cercado



Fuente: Internet (www.educa.com.bo)

**Figura N° 1.2 Imagen Satelital del emplazamiento del
Proyecto en el Barrio Fray Quebracho**



Fuente: Google Earth

1.4.2. Información socioeconómica relativa al proyecto

Población:

La población de la Ciudad de Tarija, de acuerdo al censo del Instituto Nacional de Estadísticas, es de 205.375 habitantes de los cuales 179.561 son habitantes del área urbana y 25.814 habitantes del área rural, como se indica en el cuadro adjunto.

Cuadro N° 1.1 Habitantes en la ciudad de Tarija, Censo 2012

Provincia y Municipio	Total	Urbana	Rural
Cercado	205.375	179.561	25.814
Tarija	205.375	179.561	25.814

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas

La ciudad de Tarija se divide en distritos. Así la zona beneficiada con este proyecto es el Barrio Fray Quebracho, además de zonas cercanas; ésta se encuentra dentro del distrito 7 que de acuerdo al censo tiene una población de 1412 personas, de las cuales 518 habitantes son mayores de 18 años de edad, tal como se detalla en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 1.2 Habitantes Distrito 7 de la Ciudad de Tarija, Censo 2012

Distrito 7	Personas	Personas mayores de 18 años
Campesino	626	416
12 de Octubre	1654	1072
3 de Mayo	3350	2051
4 de Julio	1965	1344
19 de Marzo	188	103
20 de Enero	449	255
101 familias	887	532
Defensores del Chaco	3271	2187
IV Centenario	2746	1870
Las Pascuas	1240	754
Los Chapacos	1834	1188
María de los Ángeles	343	211
Fray Quebracho y otros	1412	518
Total	19965	12501

Fuente: Instituto Nacional de Estadísticas

Extensión:

El área verde del barrio Fray Quebracho está ubicado sobre una vía de segundo orden, con una superficie aproximada de 30.000 m², de los cuales solo se intervendrán un porcentaje del sitio dejando el resto de espacio para esparcimiento o una futura ampliación modular.

1.4.3. Servicios básicos existentes

Los servicios básicos son de vital importancia. Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. Sin embargo,

no todos los barrios son atendidos por el gobierno municipal, debido a muchos factores tales como la falta de recursos financieros, descuido de las autoridades, entre otros. En este apartado el área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

- ✓ Servicios de Agua Potable
- ✓ Servicios de Electricidad
- ✓ Teléfono

1.4.4. Temporal

El diseño final del proyecto a llevarse a cabo tiene estimado una vida útil de 30 años como mínimo. Está diseñado para una proyección futura, tomando en cuenta el crecimiento poblacional; además de garantizar una estructura estable de acuerdo a los materiales que se emplearán para su ejecución.

1.5. Alcance

El proyecto contempla el “Diseño Estructural de la Unidad Educativa Fray Quebracho” en la ciudad de Tarija, en el cual se desarrolla lo siguiente:

- Estudio de suelos.
- Topografía.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de sus elementos.

Al tratarse de un diseño estructural, el contenido del informe final contempla:

- Antecedentes.
- Marco teórico.
- Ingeniería del proyecto.
- Aporte académico.
- Conclusiones y recomendaciones.

- Bibliografía.
- Anexos (planos estructurales).

Cabe aclarar que dentro de las restricciones se tiene las siguientes:

- No se diseñan redes de servicio (agua potable, red eléctrica y alcantarillado).
- En consecuencia, el presupuesto no contempla estos ítems.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico consiste en llevar a cabo la descripción de un terreno en concreto. Mediante el levantamiento topográfico, se realiza un escrutinio de una superficie, incluyendo tanto las características naturales de esa superficie como las que haya hecho el ser humano.

Con los datos obtenidos en un levantamiento topográfico se pueden trazar mapas o planos en los que aparte de las características mencionadas anteriormente, también se describen las diferencias de altura de los relieves o de los elementos mediante las curvas de nivel, que se encuentran en el lugar donde se realiza el levantamiento.

En términos generales, el trabajo topográfico se puede dividir en tres grandes partes:

Trabajo de campo. - Antes de realizarlo se debe analizar el objetivo del trabajo, y en función de distintas consideraciones tomar una decisión, seleccionando el método del levantamiento, el instrumental más adecuado, etc. La realización de las mediciones y el registro de los datos en forma comprensible, rutinaria y estandarizada constituyen el trabajo de campo. El trabajo de campo, además de la clásica libreta de campo con apuntes manuales y croquis, actualmente se ve sustituida por un colector de datos digital.

Trabajo de gabinete. - Comprende la elaboración de cálculos con base en los datos registrados en la libreta de campo o más modernamente en la colectora digital externa o en el microprocesador interno del instrumento. En efecto, los datos registrados en la libreta de campo, son procesados en hojas de cálculo, como Excel, para obtener coordenadas totales de los puntos relevados. También incluye la representación gráfica de los datos para obtener un plano, un gráfico, o para transferir los datos a un formato

digital y procesar la información en un sistema CAD (Diseño Asistido por Computadora).

Trabajos de replanteo por señalamiento. - El trabajo de replanteo comprende todas las actividades para la colocación de señales, ya sean mojones o estacas, con el fin de marcar linderos, curvas de nivel o en términos genéricos, para iniciar los trabajos de construcción, como canales, caminos, represas, nivelación de tierras, plantas de tratamiento de aguas residuales, etc. Y este trabajo también tiene su componente de gabinete o cálculo y “in situ”, que tampoco está exenta de cálculo algebraico-trigonométrico.

2.2. Estudio de Suelos

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación in situ de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo.

En el sentido general de la ingeniería, “suelo” se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto, se deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más.

Dichas propiedades se traducen en:

- Distribución Granulométrica
- Límites de Atterberg
- Clasificación de los suelos (según A.A.S.H.T.O. y S.U.C.S.)
- Esfuerzos permisibles en la masa del suelo

Distribución Granulométrica

En cualquier masa de suelo, los tamaños de los granos varían considerablemente. Para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica. La distribución granulométrica de suelos de grano grueso es generalmente determinada mediante análisis granulométrico por mallas. Para suelo de grano fino, la distribución granulométrica puede obtenerse por medio del análisis granulométrico con el hidrómetro.

Análisis Granulométrico Por Mallas

Un análisis granulométrico por mallas se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de mallas cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada malla se mide y el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada malla es determinado. Este porcentaje es generalmente denominado el "porcentaje que pasa".

El Cuadro siguiente contiene una lista de los números de mallas más usadas en Estados Unidos y que se utilizan en nuestro medio y el correspondiente tamaño de sus aberturas; estas mallas se emplean comúnmente para el análisis de suelos con fines de clasificación.

Cuadro 2. 1 Tamaños de Tamices U.S. Estándar

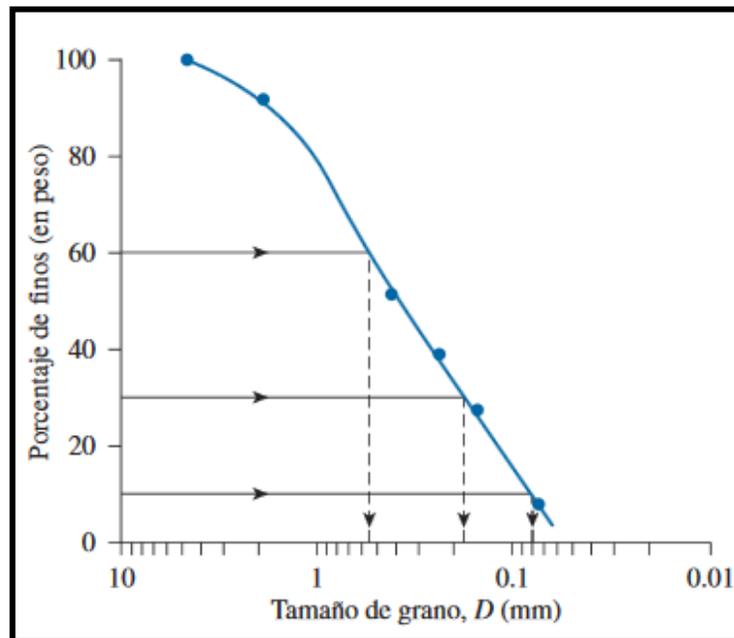
Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180

100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

El porcentaje que pasa por cada malla, determinado por un análisis granulométrico por mallas, se grafica sobre papel semilogarítmico. Note que el diámetro del grano D se grafica sobre la escala logarítmica y el porcentaje que pasa se grafica sobre la escala aritmética.

Figura 2.1 Granulometría de un suelo de grano Grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso: (1) el Coeficiente de Uniformidad (C_u) y (2) el coeficiente de Graduación, o Coeficiente de Curvatura (C_z), estos factores son:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa, 10, 30 y 60 %, respectivamente.

Límites de Tamaños para Suelos:

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas, que conforman un suelo, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. Para describir los suelos por el tamaño de sus partículas, varias organizaciones desarrollaron límites de tamaño de suelo separado.

Las gravas son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespatos, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales micáceos.

Las arcillas son principalmente partículas sub-microscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. El cuadro 2.2 Muestra que las partículas de suelo más pequeñas que 0.002 mm son clasificadas como arcilla. Sin embargo, las arcillas por naturaleza son cohesivas y pueden convertirse en un filamento cuando están húmedas. Esta propiedad es causada por la presencia de minerales de arcilla tales como la caolinita y el feldespato que puede estar presente en un suelo en partículas de tamaño tan pequeño como los minerales de arcilla. Pero esas no tienen la propiedad de cohesión de los minerales arcillosos. Por tanto, se denominan partículas de tamaño arcilla y no partículas arcillosas.

El Cuadro 2.2 presenta los límites de tamaño recomendados en el sistema de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos Unified Soil Classification System (Corps of Engineers, Department of the Army y Bureau of Reclamation).

Cuadro 2. 2 Límites de Tamaño de Suelos Separados

Sistema de Clasificación	Tamaño del Grano (mm)
Unificado	Grava: 75 mm a 4.75 mm Arena: 4.75 mm a 0.075 mm Limo y Arcilla (finos): <0.075 mm
AASHTO	Grava: 75 mm a 2 mm Arena: 2 mm a 0.05 mm Limo: 0.05 mm a 0.02 mm Arcilla: < 0.002 mm

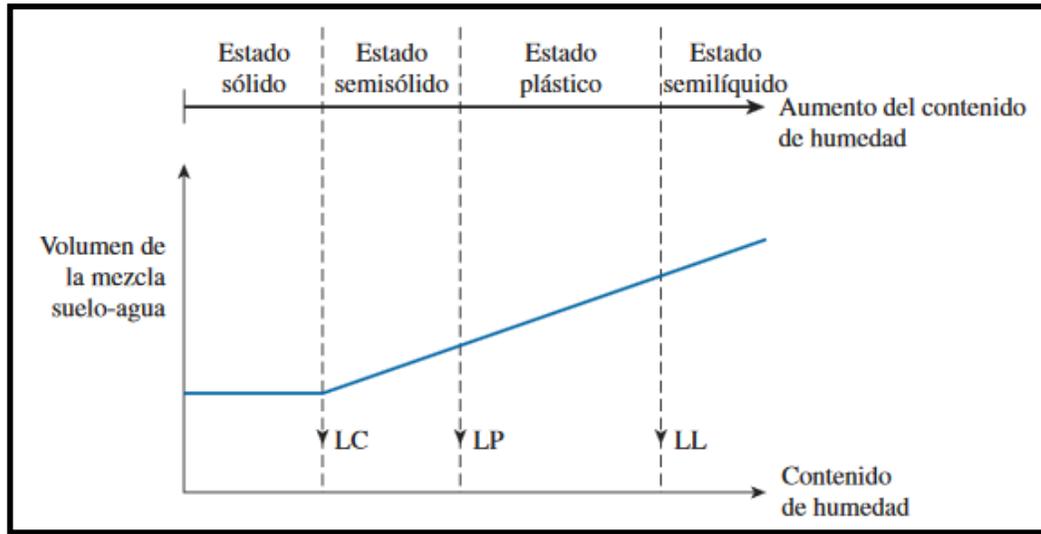
Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

Límites de Atterberg:

A principios de 1900, un científico sueco, Albert Mauritz Atterberg, desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con contenidos variables de agua. A muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva de agua, éste puede fluir como un semilíquido. Si el suelo es secado gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de agua. El contenido de agua, en porcentaje, en el que la transición de estado sólido a semisólido tiene lugar, se define como el Límite de Contracción (LC). El contenido de agua en el punto de transición de estado semisólido a plástico es el Límite Plástico (LP), y de estado plástico a líquido es el Límite Líquido (LL). Estos límites se conocen también como Límites de Atterberg.

Figura 2.2 Definición de los Límites de Atterberg



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones de “Braja M. Das”.

- El límite líquido de un suelo es determinado por medio de la copa de Casagrande (Designación de prueba D -4318 de la ASTM) y se define como el contenido de agua con el cual se cierra una ranura de ½ pulgada (12.7 mm) mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de agua con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 1/8 pulgada (3.18 mm) de diámetro (Designación de prueba D -4318 de la ASTM).
- El límite de contracción se define como el contenido de agua con el cual el suelo no sufre ningún cambio adicional de volumen con la pérdida de agua (Designación de prueba D -427 de la ASTM).

El índice de plasticidad (PI) es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o:

$$IP = LL - LP$$

Sistema de Clasificación de Suelos:

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Los dos sistemas principales de clasificación actualmente en uso son: (1) El Sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y (2) el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Classification System). El sistema de clasificación AASHTO se usa principalmente para la clasificación de las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

En esta práctica se desarrollará el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Mediante este ensayo se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con el cual se puede determinar la capacidad portante admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se

desciende el toma muestras SPT unido al varillaje hasta apoyarlo suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Los resultados de las pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo.

Presión admisible:

Terzaghi y Peck han dado los valores de capacidad portante en función de N; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales. En medios cohesivos, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en Laboratorio sobre una muestra inalterada.

A continuación, la tabla precisa estas relaciones:

Tabla 2.1 Relación de Resistencia para las Arcillas

N	Consistencia de la Arcilla	Resistencia a Compresión Simple kg/cm ²
2	Muy Blanda	0,25
2 - 4	Blanda	0,25 - 0,50
3 - 8	Media	0,5 - 1
8 - 15	Compacta	1 - 2
15 - 30	Muy Compacta	2 - 4
30	Dura	4 - 8

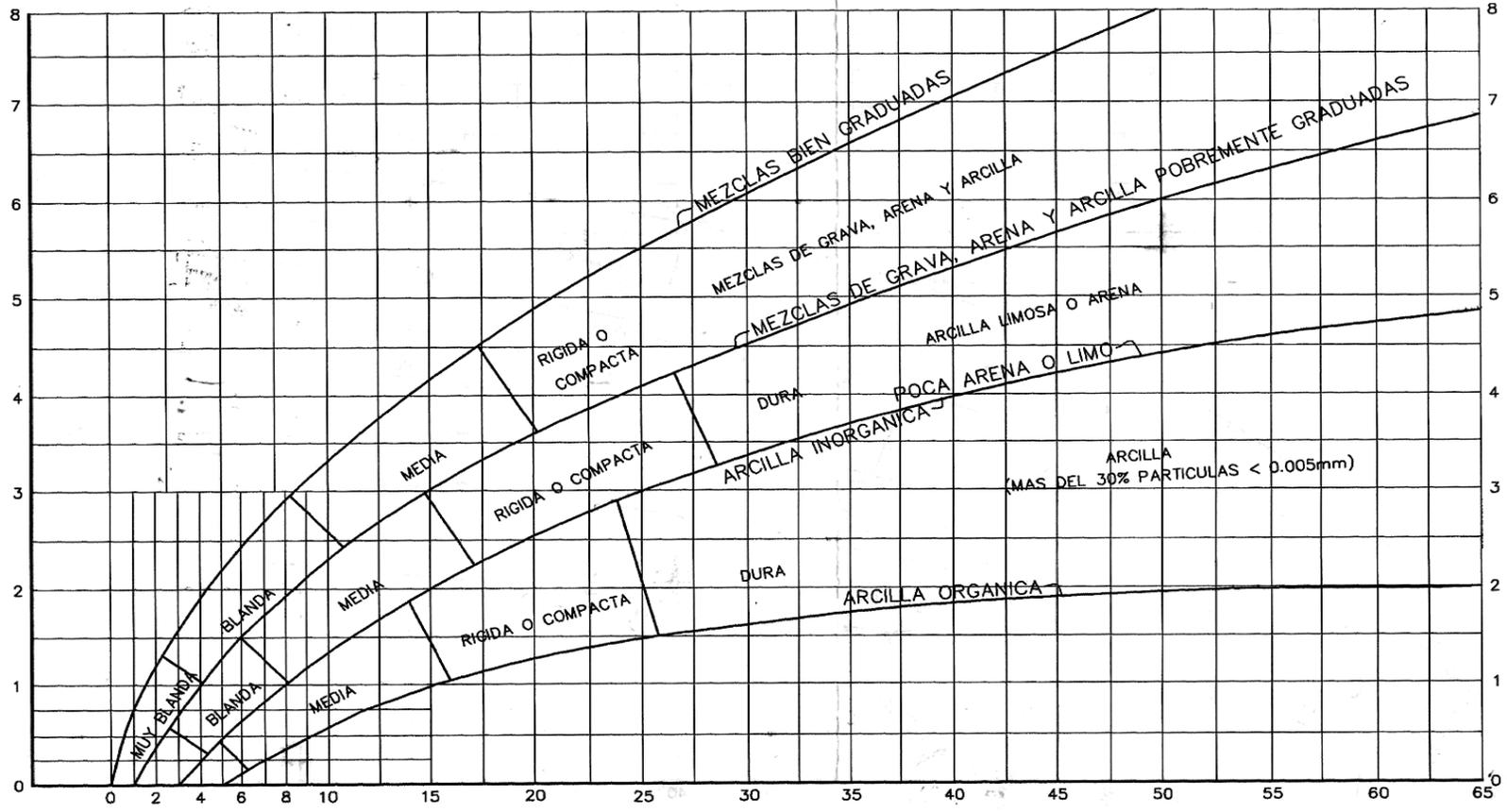
Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Tabla 2.2 Relación de Resistencia para las Arenas

N	Compacidad de la Arena
0 - 4	Muy Suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Medianamente Compacta
30 - 50	Densa
Más de 50	Muy Densa

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Tabla 2.1 o Tabla 2.2⁽⁺⁾. Según el tipo de suelo al que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

⁽⁺⁾ Información proporcionada por el Laboratorio de Suelos y Hormigones de la U.A.J.M.S. Facultad de Ciencias y Tecnología.



NÚMERO DE GOLPES PARA QUE LA CUCHARA PENETRE 30cm CON UN PESO DE 55Kg Y ALTURA DE 75cm

Figura N° 2.3 Capacidad portante para arcillas y mezclas de suelo.

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico tiene como fin un objetivo, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Entre los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico y la construcción. La responsabilidad de la Arquitectura corresponde a un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural.

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

El diseño arquitectónico debe ser apropiado al emplear la tecnología en los sistemas estructurales, buscar la eficiencia y la productividad, permitir la accesibilidad a todos los segmentos sociales.

2.4. Idealización de las estructuras

Para un cálculo con relativa sencillez y exactitud en las diferentes partes de una estructura, es necesario representar la estructura de una manera sencilla de análisis. Así, los componentes estructurales tienen ancho y espesor. Además, las fuerzas concentradas rara vez actúan en un punto aislado; generalmente se distribuyen sobre áreas pequeñas. Sin embargo, si estas características se consideran con detalle, el análisis de una estructura será muy difícil o imposible de realizar.

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

Si bien el uso de diagramas de líneas simples para el análisis de estructuras no conducirá a un análisis perfecto, los resultados suelen ser aceptables. Sin embargo, a veces el analista podrá tener dudas acerca de qué diagrama de líneas o qué modelo exacto usar para el análisis de una estructura particular.

Análisis y Diseño Estructural:

La aplicación de cargas a una estructura hace que la estructura se deforme. Debido a la deformación, se originan diferentes fuerzas en los componentes que constituyen la estructura. En este sentido, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que la causaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad.

El diseño estructural incluye la disposición y el dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales puedan estar sujetas. En particular, el diseño estructural implica lo siguiente: la disposición general del sistema estructural; el estudio de los posibles tipos o formas estructurales que representen soluciones factibles; la consideración de las condiciones de carga; el análisis y el diseño estructural preliminares de las soluciones posibles; la selección de una solución y el análisis y el diseño estructural final de la estructura. El diseño estructural también incluye la preparación de planos.

De acuerdo a lo descrito anteriormente, se realiza un análisis de las estructuras que contempla el proyecto, como sigue a continuación:

- **Sustentación de la edificación:** La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos, están compuestos de columnas de sección cuadrada, rectangular o circular, las vigas (planta baja y alta) de sección rectangular y losas serán de losa alivianada y casetonada.
- **Fundaciones:** Las fundaciones o cimentaciones de una estructura están en función, principalmente, del tipo de suelo de fundación, ya que se apoyan sobre ella; de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una

capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas, dependiendo de la interacción del suelo y la cimentación, la característica de ésta cambiará en cuanto a su tipo, forma, tamaño y costo.

Fuerzas Estructurales:

Las cargas aplicadas son las cargas conocidas que actúan sobre una estructura. Ellas pueden ser las resultantes del peso propio de la estructura, de las cargas ambientales, etc. Las reacciones son las fuerzas que los soportes ejercen sobre una estructura. Ellas se consideran como parte de las fuerzas externas aplicadas y están en equilibrio con las otras cargas externas sobre la estructura

2.5. Normas de Diseño de los elementos estructurales

Las normas que se seguirán para el diseño estructural son las siguientes:

Construcciones de Estructuras:

CBH: 1987 Norma boliviana del hormigón armado. Por Decreto Supremo N° 17684 de 7 de octubre de 1980, se crea la Comisión Permanente del Hormigón Armado, que se encarga de redactar la CBH-87, con los avances científicos y tecnológicos en el campo del hormigón, haciendo uso de las recomendaciones de los sectores interesados en este tipo de obras y de los Grupos de Trabajo que se han creado para este fin.

Estudio de Suelos para su clasificación:

Se adopta la clasificación de la AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials) que fue desarrollado en 1929.

2.6. Método de Diseño

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite, consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes, siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al

estado límite, podrá afirmarse que está asegurando el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

En consecuencia, el proceso de cálculo a emplear, según la norma, para este proyecto en los elementos estructurales, consiste en:

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

$$R_d \geq S_d$$

Hormigones

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallarán en el Pliego de Especificaciones Técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido.

Propiedades del Hormigón

Resistencia: Los hormigones se tipifican de acuerdo a su resistencia a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales (ver Tabla 5 ANEXO 1).

Consistencia: La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras.

Las distintas consistencias y los valores límites de los asentamientos correspondientes, medidos en el cono de Abram de acuerdo con el método del ensayo son los siguientes:

Tabla 2.3 Asentamientos Admisibles

Consistencia	Asentamiento en cm	Tolerancia en cm
Seca	0-2	0
Plástica	3-5	+ -1
Blanda	6-9	+ -1
Fluida	10-15	+ -2

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Aceros

Generalidades

Las armaduras para el hormigón serán de acero y estarán constituidas por:

- Barras lisas.
- Barras corrugadas.
- Mallas electro soldadas.

Por lo que, se debe considerar las características geométricas, mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

Características Geométricas

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm (ver Tabla 1 de ANEXO 1).

Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 5000 kg/cm².

Adherencia entre Hormigón y Acero

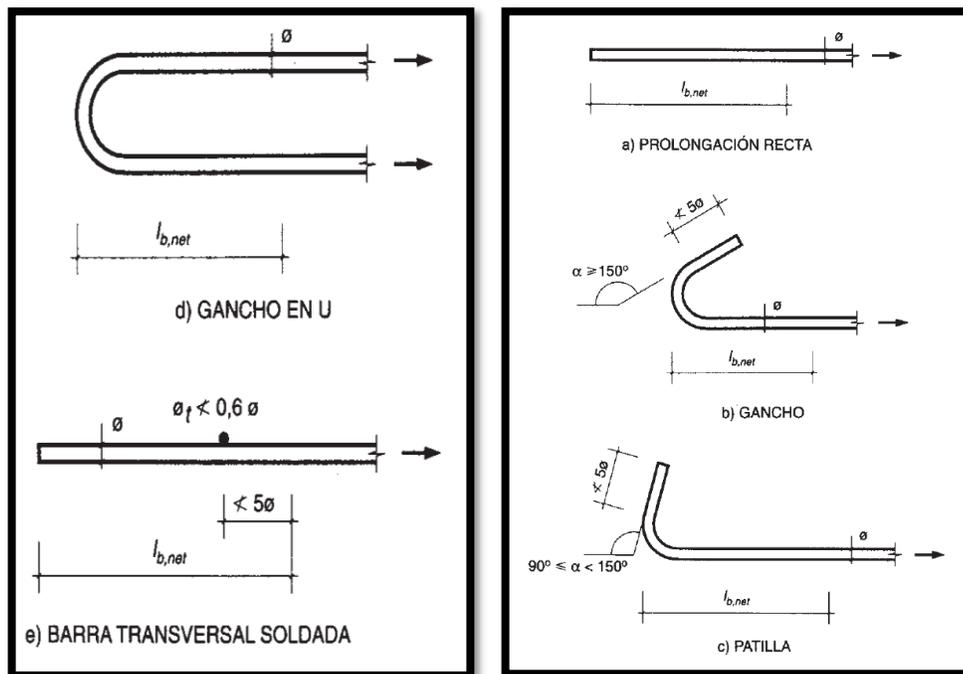
La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Armaduras

Anclaje

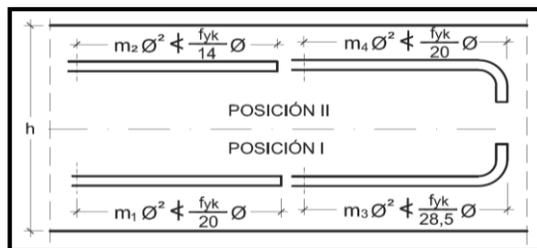
Los anclajes extremos de las barras se hacen por gancho, patilla, prolongación recta o cualquier otro procedimiento, garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

Figura N° 2.4 Formas de Anclajes



Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Figura N° 2.5 Longitud de Anclaje en Centímetros (ϕ en centímetros)



Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Tabla 2.4 Longitudes de anclaje para barras corrugadas aisladas, valores de los coeficientes m

Hormigón f_{ck} (N/mm ²)	Acero B 400 S y B 400 SD				Acero B 500 S y B 500 SD			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
20	14	20	10	14	19	27	13	19
25	12	17	8	12	15	21	11	15
30	10	14	7	10	13	18	9	13
35	9	13	7	9	12	17	9	12
40	8	12	6	8	11	16	8	11
45	7	11	5	7	10	15	7	10
50	7	10	5	7	10	14	7	10

Fuente: Hormigón Armado de “Pedro Jiménez Montoya”, (14ª Ed.)

Empalmes

Los empalmes pueden realizarse por traslapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos demuestren que esas uniones poseen, permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas no rebase 0,1 mm.

Adherencia

Para garantizar tanto la adherencia suficiente entre la armadura y el hormigón circundante como la tensión tangencial de adherencia producida por el esfuerzo cortante de cálculo en una viga de canto útil d , con armadura compuesta de n barras, cada una de perímetro u , tiene que cumplirse la limitación.

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9d.n.u} \leq \tau_{bd}$$

Siendo:

τ_{bd} = Resistencia de cálculo para adherencia.

Distancia entre Barras

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda los valores que se indican a continuación:

- Dos centímetros
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido

Distancia a los Paramentos: El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aún que su espesor. Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes que se recomiendan a continuación:

a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.

b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer de un mayor recubrimiento, y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento para sujetar el hormigón del mismo.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 1,5cm.

Tabla 2.5 Recubrimientos Mínimos

Elementos	Recubrimiento (cm)
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1,5
Para vigas y pilares al aire libre	2
Para piezas en contacto con el suelo	3
Para un hormigón en un medio fuertemente agresivo	4

Fuente: Formulario de Hormigón Armado, del “Ing. Mostajo Víctor”.

Doblado de las Armaduras

El doblado de la armadura debe comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo. En este sentido, conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada.

Tabla 2.6 Diámetro mínimo de doblado de barras

Clase de barras corrugadas	Ganchos y patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra \emptyset		Diámetro de la barra \emptyset	
	$< 20 \text{ mm}$	$\geq 20 \text{ mm}$	$\leq 25 \text{ mm}$	$> 25 \text{ mm}$
B 400 S y B 400 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	10 \emptyset	12 \emptyset
B 500 S y B 500 SD	4 \emptyset	7 \emptyset	12 \emptyset	14 \emptyset

Fuente: *Hormigón Armado de "Pedro Jiménez Montoya", (14ª Ed.)*

2.6.1. Coeficientes de Seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en esta norma, la seguridad se introduce a través de coeficientes: minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

Estados límites últimos

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

Tabla 2.7 Estados límites últimos – Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

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

Fuente: Norma Boliviana CBH – 87, Hormigón Armado

Hipótesis de Carga

Para cada fase de comprobación y para cada estado límite tratado se considerarán las dos hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberá tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{HIPÓTESIS I} \quad \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0,90(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0,90 \cdot \gamma_{fq} \cdot W$$

$$\text{HIPÓTESIS III} \quad 0,80(\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + W + F_{eq}$$

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 granizo, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto la sísmica.

W: Valor característico de la carga del viento.

2.7. Diseño de Elementos Estructurales

2.7.1. Diseño de losas

2.7.1.1. Losa alivianada

Este tipo de losa trabaja con viguetas de hormigón pretensado y están unidas monolíticamente, en la capa superior con una losa de espesor mínimo.

Para el complemento se colocan rellenos de plastoforno que, además de ser livianos, son aislantes térmicos y acústicos (Figura N° 2.6).

Dentro de las ventajas que el uso de viguetas T pretensadas ofrece son:

- La vigueta T de hormigón pretensado es el elemento más conocido y aprobado para todo tipo de losas. Es un producto de fabricación industrial con calidad garantizada y con características siempre uniformes que reemplaza a las viguetas de fabricación artesanal de hormigón armado común.
- Mayor resistencia, calidad y seguridad.
- Permite salvar grandes luces a un bajo costo.
- Aligeramiento y, por tanto, reducción del peso de la estructura.
- Reducción de materiales y mano de obra.
- De fácil colocación y manejo.
- Asesoramiento gratuito de las empresas que venden este producto.

Las características técnicas para la losa son:

- Resistencia del hormigón de 350 kg/cm².
- Tensión de rotura de la trenza de acero 18.000kh/cm²
- Plastoforno de 50 cm x 15 cm x 100 cm.
- Separación entre viguetas $c = 0.58$ m.

- Canto de la bovedilla $b=20$ cm
- Espesor de la capa de compresión $a = 5$ cm.
- Incremento del ancho del nervio 3 cm.

Figura N° 2.6 Geometría de losa alivianada



Fuente: Concretec Ficha técnica - Viguetas Pretensadas

Distribución de Presiones

Para el diseño se puede decir que las cargas actúan en forma uniformemente distribuida sobre la totalidad del panel, como una carga típica por m^2 de losa, la cual se utiliza para todos los paneles y en todos los pisos que contengan sección de losa típica.

Si se presentaran cargas concentradas grandes, éstas requieren apoyos adicionales y deben ser consideradas por aparte de la carga distribuida.

Carga de la losa alivianada sobre la viga

a) Carga muerta “CM”

Para cuantificar el peso de la losa, es necesario establecer los siguientes datos, algunos se pueden obtener del proveedor:

- Altura de vigueta

- Altura de la carpeta de compresión
- Peso específico del H°A°
- Peso específico del plastroformo
- Peso de cerámica + carpeta de nivelación
- Peso por metro lineal de vigueta
- Espesor del revoque de yeso
- Longitud de vigueta
- Peso del aislante térmico

b) Carga viva en la losa alivianada “CV”

La carga viva será la correspondiente de acuerdo a los requerimientos de la obra y se muestra en el Anexo 4 – Tabla 12: *Valores característicos de las sobrecargas de uso.*

Carga total

La carga total será: $q = CV + CM$

Finalmente, la carga sobre la viga de apoyo es:

$$Carga = q_{total} \cdot \frac{Long.Vigueta}{2}$$

No se realizará el diseño de la vigueta pretensada, porque en el medio existen viguetas fabricadas y, el proveedor será el encargado del dimensionamiento en función del tipo de estructura. En los planos se especifica la disposición de las viguetas.

Control de deflexiones

Para poder cumplir con las deflexiones en los forjados, se tomará los valores de los espesores mínimos para losas recomendados por la norma CBH-87 como referencia, estos son los siguientes:

- 5 cm; si no existen cargas concentradas; por ejemplo, placas para cubiertas no accesibles.
- 7 cm; si las acciones preponderantes son distribuidas o estáticas.
- 10 cm; si una parte moderada de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos de turismo.
- 12 cm; si una parte importante de las acciones es concentrada y dinámica; por ejemplo, placas accesibles a vehículos pesados.
- 15 cm; placas sobre apoyos puntuales.

Pero en el punto 9.5.4.3. de la norma CBH-87 también se recomienda los siguientes espesores de las losas en función a la luz “l”. (relaciones canto/luz):

- Placas macizas, con ábacos $h = 1/35$
- Placas macizas sin ábacos $h = 1/32$
- Placas aligeradas $h = 1/28$

Según la norma española EHE 2008, en vigas y losas de edificación, no será necesario la comprobación de flechas cuando la relación luz/canto útil del elemento estudiado sea igual o inferior al valor indicado en la tabla siguiente:

Tabla 2.8 Relaciones L/d en vigas y losas de hormigón armado sometidos a flexión simple

SISTEMA ESTRUCTURAL <i>L/d</i>	K	Elementos fuertemente Armados: $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente Armados $\rho=0,5\%$
Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
Voladizo	0,40	6	8

Fuente: Norma Española EHE-2008, Hormigón Armado

Armadura mínima

Según la norma CBH-87 se recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos, los valores de la siguiente tabla son gobernantes hasta hormigones con $f_{cd}=300 \text{ kg/cm}^2$ dado que después para la armadura mínima gobierna la ecuación (falla frágil).

En la tabla 2.9, se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas de armaduras, que deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del tipo de acero utilizado.

Tabla 2.9 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 CBH-87, Hormigón Armado

Comprobación a Esfuerzo Cortante

Es necesario comprobar el esfuerzo cortante, ya que el estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante puede alcanzarse ya sea por agotarse la resistencia a compresión oblicua del alma o por agotarse su resistencia a tracción oblicua.

El cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$Vd \leq Vcu = 0.50 * \sqrt{f_{cd}} * bw * d$$

Donde:

Vd: Cortante que solicita actuante de cálculo.

Vcu: Cortante que resiste el hormigón.

Para el análisis a esfuerzo cortante hay los siguientes casos:

- Caso 1 ($V_d \leq V_{cu}$)

Para este caso solo se dispondrá de armadura mínima y según la norma CBH-87 en el punto 8.2.3.3, se recomienda la siguiente expresión para cuantía mínima:

$$A_{s_{min}} \geq 0.02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

- Caso 2 ($V_{cu} < V_d \leq V_{ou}$)

Como en este caso se necesita armadura transversal, antes se verificará que el cortante de diseño “Vd” sea menor que el cortante que produce la falla de agotamiento por compresión oblicua “Vou”.

$$V_{ou} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$$

Donde la armadura para este caso se determinará según la norma, que es:

$$n * A_{v_{min}} \geq \frac{V_{su} * s}{0.90 * d * f_{yd}}$$

y

$$n * A_{v_{min}} \geq 0.02 * b_w * s * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

n= El número de piernas de los estribos

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

Despejando la separación de estas dos ecuaciones se tiene:

$$s \leq \frac{n * A_v * 0.90 * d * f_{yd}}{V_{su}}$$

y

$$s \leq \frac{n * Av * fyd}{0.02 * bw * fcd}$$

Máxima separación de estribos según norma CBH-87.

Haciendo cumplir el punto 8.2.3. se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 0.85d$$

$$s \leq 3bw$$

Si el esfuerzo cortante donde se está diseñando es mayor al esfuerzo cortante de la biela de compresión, lo más recomendado es cambiar la sección.

2.7.1.2. Losa Reticular

Las losas reticulares están conformadas con casetones en filas de viguetas o nervios de hormigón perpendiculares entre sí con cabezales macizos sobre las columnas (los cuales son necesarios para proveer resistencia al corte) y vigas de borde.

La norma boliviana del hormigón armado CBH-87 establece que:

Los nervios: Son elementos encargados de transmitir las acciones a los soportes. La separación entre nervios puede ser variable en función del diseño estructural: la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio de 10 cm y 15 cm (artículo 37.2.4 de EH08), pero no menor a 7 cm (CBH-87).

Capa de compresión: Las losas reticulares o aligeradas deberán disponer de una capa de compresión no inferior a 5 cm y ésta deberá disponer de una armadura de reparto en malla.

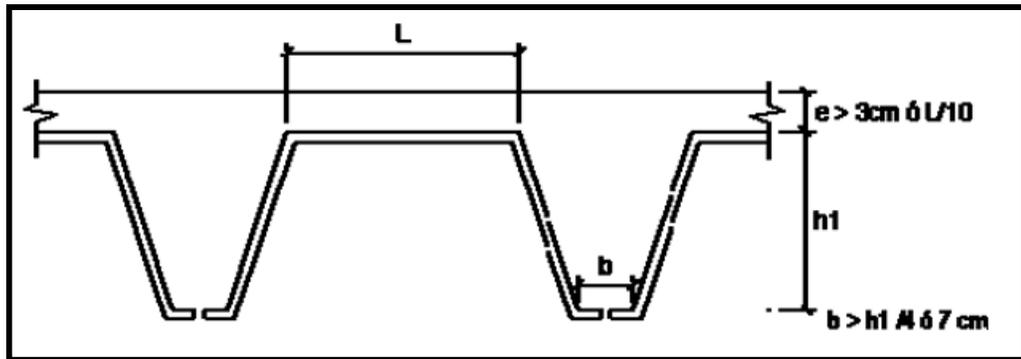
Canto de la losa: El canto óptimo de losa aligerada debe disponer de un canto total de espesor constante no inferior a $L/24 \leq h_{LR} \leq L/20$, siendo L la luz de cálculo mayor entre los soportes y deberá ser superior a 25 cm.

Pilar: La menor dimensión de la sección transversal del pilar no deberá ser inferior a 25 cm.

Dimensiones de las losas nervadas

Los nervios deben tener las siguientes limitaciones dimensionales de acuerdo a la norma boliviana CBH-87 en el punto 9.4.5.3.

Figura N° 2.7 Restricciones de dimensiones para losa reticular



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

Dimensionamiento de secciones placas en T o L

➤ Anchura eficaz de la cabeza

La anchura eficaz b_e , de la cabeza de compresión de una viga T, simplemente apoyada, sometida a una carga uniformemente repartida, se tomará en función de la anchura real b , sacado de tablas, según se trate de vigas aisladas o múltiples respectivamente.

Si sobre la viga actúa una carga concentrada en una zona de amplitud «a» en la dirección de la luz, los valores dados por las tablas deberán multiplicarse por el factor de reducción k , dado en la tabla 3.10: Vigas T múltiples, valores de los coeficientes k de la Norma Boliviana (CBH-87).

En todos los casos y a efectos de determinar la anchura eficaz de la cabeza, deben tenerse en cuenta además las observaciones siguientes:

1. Los valores indicados en las tablas son válidos también para cargas triangulares, parabólicas o sinusoidales, así como para el caso de momentos constantes.

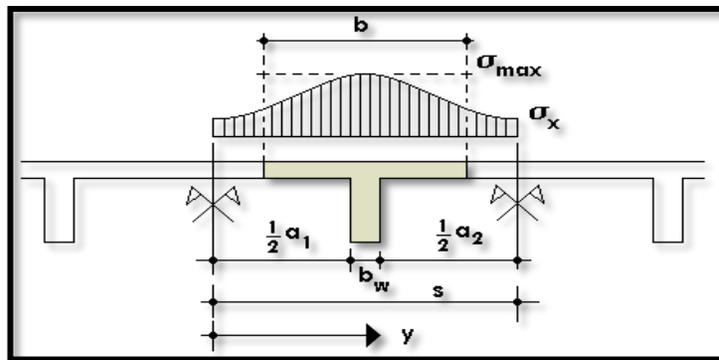
2. Las tablas son igualmente aplicables al caso de vigas continuas, considerando como valor de la luz la distancia que resulte, para cada estado de carga, entre puntos de momento nulo.
3. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5 \cdot (b_c - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
4. En el caso de piezas T provistas de cartelas de anchuras b_c y altura h_c , se sustituirá la anchura real b_w , del nervio, por otra ficticia b_w .

$$b'_w = b_w + 2b_c \quad \text{Si } b_c < h_c \quad \text{o} \quad b'_w = b_w + 2h_c \quad \text{si } b_c \geq h_c$$

➤ **Viga T aislada**

Anchura de la cabeza de compresión $b_1 = \frac{b_c - b_w}{2}$ que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga esté sometida a carga uniformemente repartida¹.

Figura N° 2.8 Transmisión de cargas de nervio a placa



Fuente: *Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14ª. ed.)*.

¹ MONTOYA JIMÉNEZ, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 16 Secciones T. En 16.1.- Generalidades. P 309-311.

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.
- Las condiciones de apoyo: viga simple, viga continua o en voladizo.
- La forma de la sección: vigas T simétricas o asimétricas.
- Relación entre espesor del ala y altura del nervio.
- Las condiciones de borde de la placa: empotramiento perfecto o no.
- La luz de la viga (l); y la distancia entre nervios (a).

Para vigas T simétricas (con alas de ambos lados), se considera el menor valor de b entre:

$$b \leq \frac{luz}{4} \qquad b \leq b_w + 16h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2}$$

Siendo (a) la distancia libre hasta las vigas más cercanas a ambos lados.

Para vigas L (con ala de un solo lado), se considera el menor valor de “b” entre:

$$b \leq \frac{luz}{12} \qquad b \leq b_w + 6h_f \qquad b \leq b_w + \frac{a}{2}$$

Siendo la distancia libre hasta la viga más cercana.

Resistencia de las vigas de Losa

Al analizar la resistencia de una viga placa se presentan diferentes situaciones según la posición que ocupe el eje neutro. Si el eje neutro dentro del ala de la viga, es $c \leq h_f$; la altura del área comprimida es menor que el espesor del ala. Es muy frecuente que al calcular en rotura una sección T sometida a flexión simple, la profundidad del eje neutro resulte menor que el espesor de la losa, en cuyo caso debe calcularse como sección rectangular de ancho b. Para ello se recurre a las tablas de cálculo de losas reticulares utilizadas por la CBH-87 que permitirán calcular los momentos (Ver ANEXO 1).

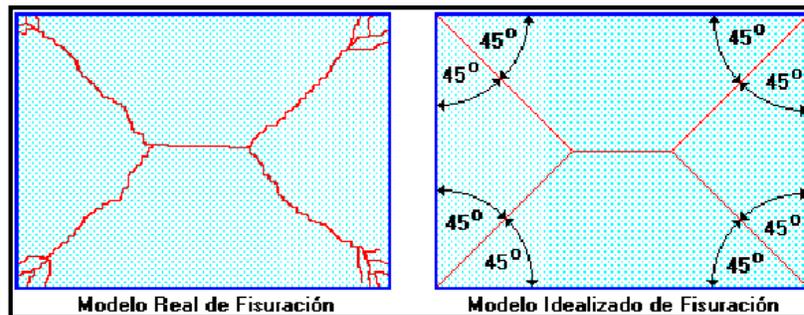
➤ **Armadura mínima**

En losas de espesor constante, cuando se utilice acero de refuerzo con $f_yk = 5000$ Kg/cm², la cuantía mínima para resistir cambios de temperatura y retracción de fraguado ω_{min} será de 0.0015. En las losas reticulares, la cuantía mínima de flexión ω_{min} se calculará como una viga, tomando como ancho de la franja de hormigón el ancho de los nervios.

➤ **Cálculo de la resistencia al cortante**

De acuerdo con la experimentación en que se basa la "Teoría de Líneas de Rotura" cuando una losa rectangular, sustentada en todo su perímetro sobre vigas de mayor peralte y sometida a una carga uniforme distribuida que actúa en toda la superficie, se encuentra al borde del colapso, se fisura conformando triángulos y trapecios².

Figura N° 2.9 Líneas de rotura

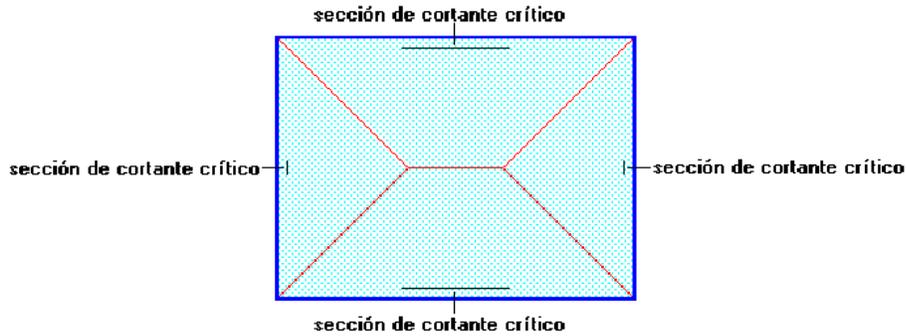


Fuente: "NILSON, Arthur"; *Design of Concrete Structures*. (14^a.ed.).

Las secciones críticas de las losas, para el diseño a cortante, se ubican en los sectores de ordenada máxima de los triángulos y trapecios, próximos a las vigas de apoyo.

²NILSON, Arthur.; *Design of Concrete Structures*. (14^a.ed.). Cap. 13 Analysis and Design of slabs. En 13.10.- Sharp of Beams. P 462-476.

Figura N° 2.10 Secciones críticas



Fuente: "NILSON, Arthur".; *Design of Concrete Structures. (14ª.ed.)*.

➤ **Armadura de Temperatura y Retracción de Fraguado**

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la figuración, contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano, se puede utilizar una malla con esfuerzo de fluencia $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$A_s \geq \frac{500 \cdot h_f}{f_y}$$

Donde:

A_s = Armadura de reparto en una dirección (cm^2/m)

h_f = Espesor mínimo de la losa superior (cm) = 5cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm^2) = 5000 kg/cm^2

Según la norma boliviana CBH-87 para el tipo de acero de $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ y un espesor de losa de hormigón $h_f=5\text{cm}$ el área de la sección de armadura de reparto es:

$$A_s = 0.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor:

$$e_{\text{máx}} = 5 \cdot h_f$$

$$e_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

2.7.2. Diseño de Vigas

Son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a esfuerzos de flexión. Recibe las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros. Solamente se analizará las secciones rectangulares de hormigón armado, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

Análisis estructural

El análisis estructural puede realizarse mediante el uso de algún software de cálculo (CYPE Ingenieros Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción) como en este caso.

La finalidad es determinar los valores de solicitaciones en las secciones críticas comunes (centro de tramos y apoyos) para dimensionarlas y en secciones especiales cuya verificación sea importante.

Diseño de armadura por flexión

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s

$$M_d = \gamma_s \cdot M$$

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

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

Donde:

b_w = Ancho de la viga

d = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

- Se calculará el valor μ_{lim} que se obtiene de la tabla 2.11:

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

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

- 1) Con el valor del momento reducido, ingresar a la tabla 2.11 para obtener la cuantía mecánica de la armadura.
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo³

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

Donde:

w = Cuantía mecánica de la armadura

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

A_s = Área de la armadura a tracción.

- 3) Estimar la armadura mínima y el valor de “w_{min}” se obtiene de la tabla 2.9.

$$A_{s_{min}} = w_{min} * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, sólo es para secciones rectangulares

- 4) Adoptar la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

➤ Cuando el momento reducido es mayor que el momento mínimo.

$$si \rightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d \text{ necesita armadura a compresión}$$

Si el momento reducido de cálculo es mayor al momento reducido límite, la pieza necesita armadura de compresión, como de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción. Por lo que, se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

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

³JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

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

$$w_{s2} = \frac{\mu d - \mu_{dlim}}{1 - \int}$$

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

Donde:

W_{lim} = Este valor se obtiene de la tabla 2.10.

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

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

\int = Relación entre el recubrimiento y el canto útil

r = Recubrimiento geométrico

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión.

$$A_{s1} = \frac{w_{s1} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{w_{s2} \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_{s1} = Área de la armadura a tracción.

A_{s2} = Área de la armadura a compresión.

3) Calcular la armadura mínima, y el valor de μ se obtiene de la tabla 2.9.

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b_w \cdot d$$

4) Adoptar la mayor (A_{s1} - A_{s2}) armadura de los dos valores anteriormente mencionados⁴.

Tabla 2.10 Valores Límites

fy (kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
fyd (kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628

⁴JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14^a.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14ª. ed.).

Tabla 2.11 Tabla Universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	(W/Fyd).10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D
0.1042	0.04	0.0415		O
0.1181	0.05	0.0522		M
0.1312	0.06	0.0630		I
0.1438	0.07	0.0739		N
0.1561	0.08	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		2
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		D
0.2198	0.13	0.1426		O
0.2330	0.14	0.1546		M
0.2466	0.15	0.1669		I
0.2590	0.159	0.1782		N
0.2608	0.16	0.1795		I
0.2796	0.17	0.1924		O
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		3
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		
0.3796	0.22	0.2612		

0.4012	0.23	0.2761		D O M I N I O 4
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570		
0.5450	0.29	0.3750		
0.5721	0.30	0.3937		
0.6006	0.31	0.4133		
0.6283	0.3193	0.4323	0.0994	
0.6305	0.32	0.4338	0.1007	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1114	
0.6618	0.33	0.4554	0.1212	
0.6681	0.3319	0.4597	0.1259	
0.6788	0.3352	0.4671	0.1343	
0.6952	0.34	0.4783	0.1484	
0.7310	0.35	0.5030	0.1860	
0.7697	0.36	0.5296	0.2408	
0.7788	0.3623	0.5359	0.2568	
0.7935	0.3658	0.5460	0.2854	
0.8119	0.37		0.3280	
0.8597	0.38		0.4931	
0.9152	0.39		0.9251	
0.9848	0.40		5.9911	

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14ª. ed.).

Diseño de armadura de corte

En el dimensionamiento a cortante en la situación de rotura, suele admitirse la colaboración del hormigón, resultando una fórmula aditiva que suma la contribución del mismo con las armaduras.

Resulta que el hormigón puede resistir, en la situación de rotura, un esfuerzo cortante V_{cu} . Mientras que el cortante total de cálculo no supere este valor, $V_d \leq V_{cu}$, no serían teóricamente necesarias las armaduras transversales. Y puede expresarse:

$$Vd = Vcu + Vsu$$

Al suponer que el hormigón resiste Vcu , las armaduras transversales necesarias para resistir Vsu trabajarán como celosía; este trabajo de celosía no aumenta las tensiones tangenciales en el hormigón, puesto que sólo crea en el mismo, compresiones inclinadas según bielas, y las armaduras recogen todas las tracciones. Únicamente será necesario comprobar que las citadas compresiones no llegan a agotar al hormigón.

Procedimiento de cálculo

Una vez organizadas las armaduras principales y conocida la sección en que deja de ser necesaria cada barra, hay que comprobar las distintas secciones a cortante:

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, Vcu , y el valor de agotamiento por compresión del alma, Vou .

$$Vcu = f_{vd} \cdot b \cdot d$$

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

Donde:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = \text{Resistencia convencional del hormigón a cortante (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \text{Resistencia de cálculo del hormigón (Kg/cm}^2\text{)}.$$

d = Canto útil.

b = Ancho del alma.

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo, $Vd = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si $Vd \leq Vcu$, el hormigón de la pieza resiste por si sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea

inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0,85 \cdot d$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Si $V_{cu} < Vd \leq V_{ou}$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $V_{su} = Vd - V_{cu}$.

Se calcula entonces:

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

Donde:

A_s = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

s = Separación de estribos (como una regla práctica se puede tomar 100 cm y determinar la armadura para cortante cada metro).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

- Si $Vd > V_{ou}$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

Cuantía mínima

Para que la armadura transversal pueda tenerse en cuenta en la resistencia a esfuerzo cortante, su cuantía mínima debe ser igual o mayor que 0.02:

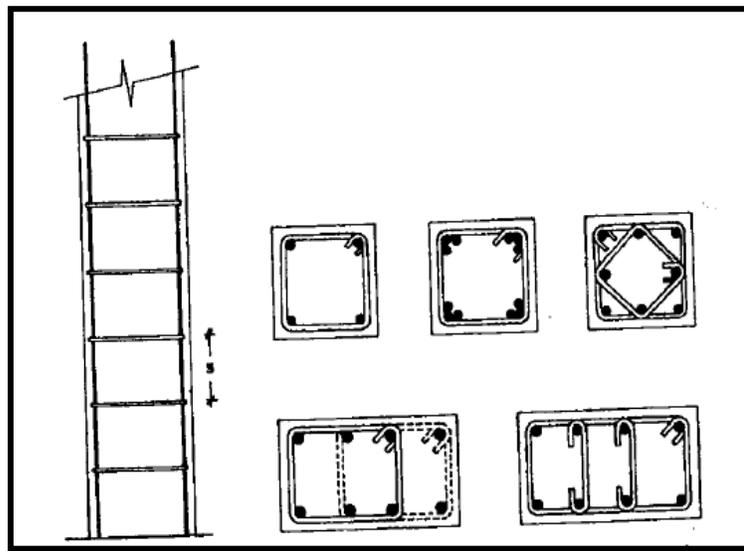
$$A_{s_{min}} = \frac{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga, si se utiliza esta expresión. La norma recomienda que la máxima resistencia característica del acero será de 5000 kg/cm².

2.7.3. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno de los dos ejes de las secciones transversales y esta acción puede introducir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal.

Figura N° 2.11 Secciones Típicas de soporte de Hormigón Armado



Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14° Ed.)

Excentricidad Mínima de Cálculo

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

Disposición relativa a las armaduras

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

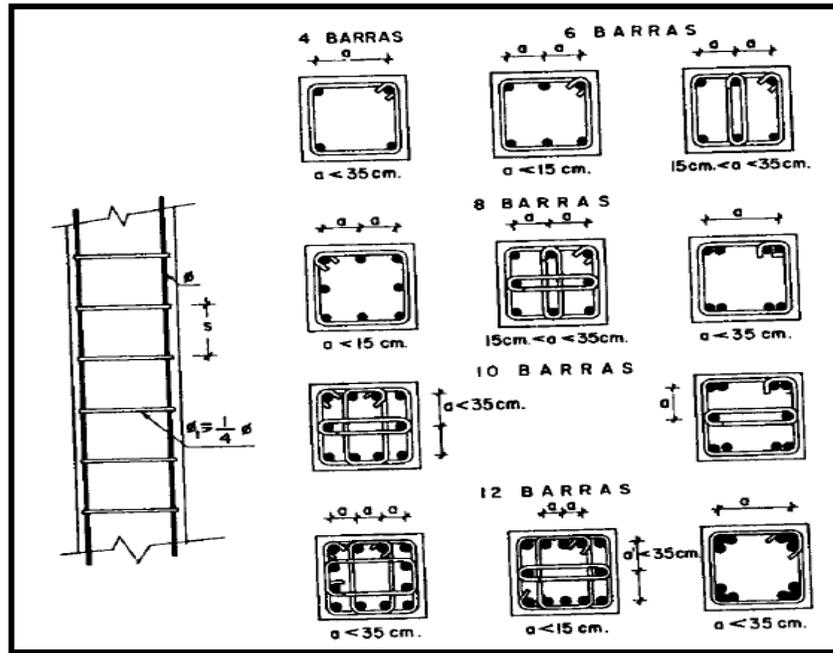
Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe de ser 20 cm, si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

➤ Armaduras longitudinales

Las limitaciones en las dimensiones de refuerzo más importantes son las siguientes:

- Las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse, por lo menos, de una barra en cada esquina de la sección.
- En los soportes de sección circular debe colocarse un mínimo de 6 barras. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones: La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos para evitar su pandeo.
- Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm del diámetro de la mayor y que $\frac{6}{5}$ del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

Figura N° 2.12 Limitaciones en el Armado de soportes



Fuente: Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14° Ed.)

➤ **Cuantías límites**

La Norma Boliviana de Hormigón Armado recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A_1 y A_2 , las siguientes limitaciones:

$$A_1 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d \quad A_2 \cdot f_{yd} \geq 0,05 \cdot N_d$$

$$A_1 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} \quad A_2 \cdot f_{yd} \leq 0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Que, para el caso de compresión simple, con armadura total A_s , puede expresarse de la siguiente forma:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,10 \cdot N_d \quad A_s \cdot f_{yd} \leq A_c \cdot f_{cd}$$

Donde:

A_c = El área de la sección bruta de hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, en este caso de 5000 kg/cm².

A_1 y A_2 =Armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

N_d =Esfuerzo axial de cálculo

f_{cd} =Resistencia de cálculo del hormigón.

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

➤ **Armadura transversal**

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes, ya que los esfuerzos cortantes en los pilares suelen ser más reducidos y la mayoría de las veces pueden ser absorbidos por el hormigón.

Con el objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Siendo la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. De todas formas, es aconsejable no adoptar para S valores mayores de 30 cm.

Por otra parte, con objeto de evitar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas, la separación S entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

Donde:

\emptyset = El diámetro de la barra longitudinal más delgada

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento y, en general, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a $12 * \emptyset$.

El diámetro de los estribos no debe ser inferior a la cuarta parte del diámetro correspondiente a la barra longitudinal más gruesa, y en ningún caso será menor de 6 mm.

Longitud de pandeo

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

La longitud de pandeo ℓ_0 de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo, y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en el Tabla 2.12 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 2.12 Longitud de pandeo de las piezas aisladas

Sustentación de la pieza de longitud ℓ.	k
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrada, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0.70
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0.50
Soportes elásticamente empotrados	0.70
Otros casos	0.90

Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14°. Ed.)

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de

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

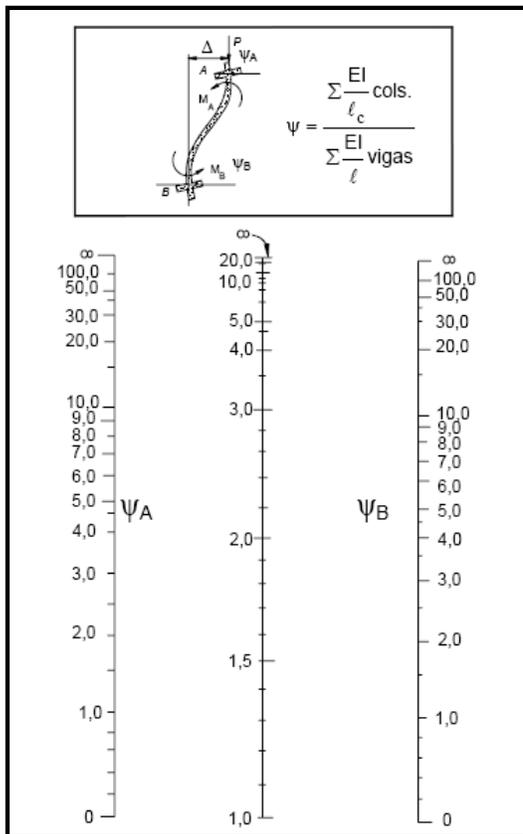
Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Longitud de pandeo } l_o = k * l \text{ (k se obtiene entrando con } \Psi)$$

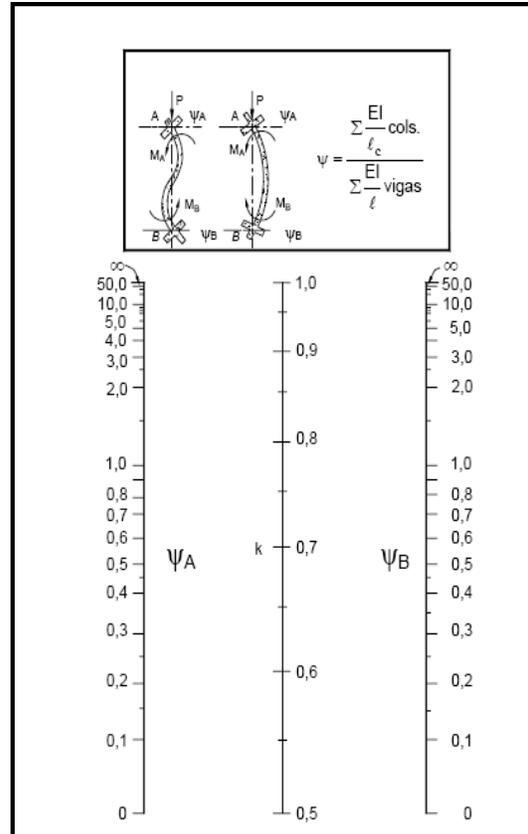
$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todos los pilares}}{\sum \left(\frac{EI}{l} \right) \text{ de todas las vigas}}; \text{ (igual para } \Psi_B)$$

Figura N° 2.13 Nomogramas para determinar el Coeficiente de Pandeo

Pórticos Traslacionales



Pórticos Intraslacionales



Fuente: Norma Boliviana CBH-87, Hormigón Armado

Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = \ell_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = \ell_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la Norma Boliviana de Hormigón Armado son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$ (geométricas $10 \leq \lambda_o < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_o < 58$), debe aplicarse el método general; para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda_o > 58$).

Columnas cortas de concreto reforzado

La determinación de una columna corta o larga está directamente ligada a la esbeltez de la misma. Si la esbeltez mecánica es menor que 35 (equivalentes en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores que 10) se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales con que está construida.

Se considera que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

Columnas intermedias

Este tipo de columnas son aquellas que tienen la esbeltez mecánica ($35 \leq \lambda < 100$), donde para poder resolverlas se acudirá a los métodos aproximados que vienen recomendados por la norma CBH-87.

Método de la excentricidad ficticia

Este método aproximado es aplicable a los pilares de sección y armaduras constantes, cuya esbeltez mecánica no supere el valor de 100 ($\lambda \leq 100$). Se distinguen dos (2) casos, según sean o no iguales las excentricidades iniciales en los extremos del pilar.

- Excentricidad de primer orden.

Excentricidad inicial o de primer orden “eo”, no es menor que la excentricidad accidental, siendo eo igual a M/N, donde “M” es el momento exterior aplicado de primer orden, y “N” la carga axial actuante.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

- Excentricidad accidental.

Excentricidad accidental “ea”, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal. Según la norma CBH-87 en el punto 8.3.2.3 se obtiene la siguiente ecuación para este tipo de excentricidad.

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

Siendo “c” la dimensión lineal de la sección paralela al plano de pandeo.

- Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden).

La excentricidad ficticia “efit”, no tiene ningún significado físico. Se trata de una excentricidad ficticia tal que, sumada a la excentricidad de primer orden “eo”, tiene en cuenta de forma sencilla los efectos de segundo orden, conduciendo a un resultado suficientemente aproximado.

$$e_{fic} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) \frac{c + 20e_o}{c + 10e_o} \cdot \frac{l_o^2}{i} 10^{-4}$$

La referencia de esta ecuación se encuentra en la sección 8.3.5.2.1 de la Norma Boliviana CBH-87.

- Excentricidad Final.

Es la suma de todas las excentricidades:

$$e(x, y)_{final} = mayor(e_o, e_a) + e_{fic}$$

Flexión esviada

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

El último caso es, sin duda el más frecuente en el que se encuentran.

La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del

plano principal de flexión. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad y a la ausencia, hasta tiempos recientes, de métodos prácticos para su tratamiento.

Sección rectangular con armadura simétrica

Se trata en este apartado el problema de flexión esviada de mayor importancia práctica, que es el de la sección rectangular de dimensiones conocidas y disposición de armaduras conocidas, donde la única incógnita es la armadura total.

En la multitud de elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación, en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo, y en los que, en todo caso, el armado asimétrico exigiría un control de obra especial para evitar errores en la colocación de las armaduras. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionamiento y la comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se exponen a continuación:

Ábacos adimensionales en roseta

Para realizar el cálculo, cuando las piezas se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta. Del mismo modo que allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de interacción (N, M_x , M_y). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos $N=cte$. En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta). Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos (v, μ_x, μ_y), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón para poder observar las rosetas, consultar el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

El dimensionamiento de una sección es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite elástico del acero. Es suficiente ingresar en el sector correspondiente al valor de v del que se trate, con los valores de μ_x , μ_y , para obtener la cuantía mecánica total necesaria w .

El Proceso de cálculo a realizar para entrar a los ábacos es el siguiente:

Determinar la capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos:

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

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c \cdot h_x}$$

Los datos básicos que se necesitan son los que se mencionan a continuación:

h_x, h_y = Son las dimensiones de la sección del pilar

M_{yd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección Y.

M_{xd} = Momentos flectores de cálculo en la dirección X

N_d = Esfuerzo normal de cálculo

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero

Definir los valores de momento reducido para entrar a los ábacos:

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

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

$$\mu_1 > \mu_2$$

Determinar la cuantía mecánica W con los valores de los esfuerzos reducidos y definir la distribución de la armadura para los pilares se entra a los diagramas de interacción.

Si el valor de v no es redondo, se obtiene w por interpolación entre los resultados correspondientes a los valores redondos de v entre los que esté situado el lado.

Los ábacos en roste para flexión esviada, están expuestos en el libro de “Jiménez Montoya” en el tomo II.

2.7.4. Obras Complementarias

2.7.4.1. Escaleras

Los sistemas de escaleras son una parte imprescindible de una edificación que presente varios niveles. La función primordial que tienen es conectar un punto de la estructura con otro, ubicado dentro de la misma, pero con diferentes cotas de nivel.

Es recomendable que posean una inclinación entre 20° y 40° , pues para pendientes menores se suelen utilizar rampas.

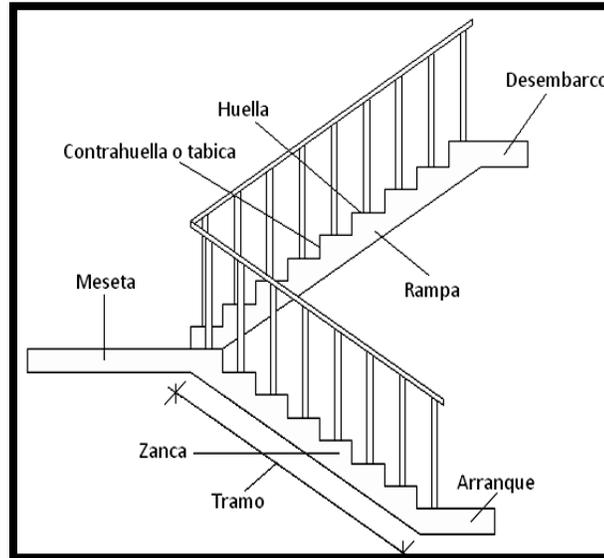
Las huellas “h” miden entre 25 cm y 30 cm y las contrahuellas “C” entre 16 cm y 19 cm.

Las partes que puede tener una escalera son:

- Tramo: Sucesión ininterrumpida de escalones entre descansos.
- Descanso: Parte horizontal más extensa que limita los tramos entre los niveles de piso, de un ancho no menor a 3 huellas. Cada nivel de piso es descanso principal.
- Huella: Parte horizontal del escalón.

- Contrahuella: Parte vertical del escalón.
- Baranda: Protección de la escalera.

Figura N° 2.14 Partes componentes de una escalera



Fuente: Internet

Idealización de escaleras

Para el cálculo de escaleras no existe una metodología normada, es por eso que, comúnmente se las calcula como losas macizas, representadas por vigas en su mayor longitud, variando de acuerdo a diferentes análisis los tipos de apoyos longitudinales que puedan tener.

- La figura 15a representa una viga sometida a una carga vertical uniforme. Se trata de un elemento isostático que no genera reacciones horizontales y donde el momento flector en cualquier punto, independientemente de la geometría de la viga, es positivo.

En este caso se presenta un planteamiento muy común de cálculo. La losa está simplemente apoyada en las vigas del inicio y final, de manera que transmite sus cargas a las mismas. La desventaja de este modelo, surge al no producirse momentos negativos a lo largo del elemento, lo cual ocasiona que en muchos casos se asuma un momento flector negativo igual a una porción del máximo

positivo o una armadura negativa igual a una porción de la calculada para el momento máximo positivo.

- La figura 15b representa una viga de igual geometría a la anterior. Sin embargo, se encuentra empotrada en sus extremos. Los momentos flectores máximos positivos resultan en consecuencia menores que los de la figura 15a; sin embargo, se generan momentos de distinto signo.

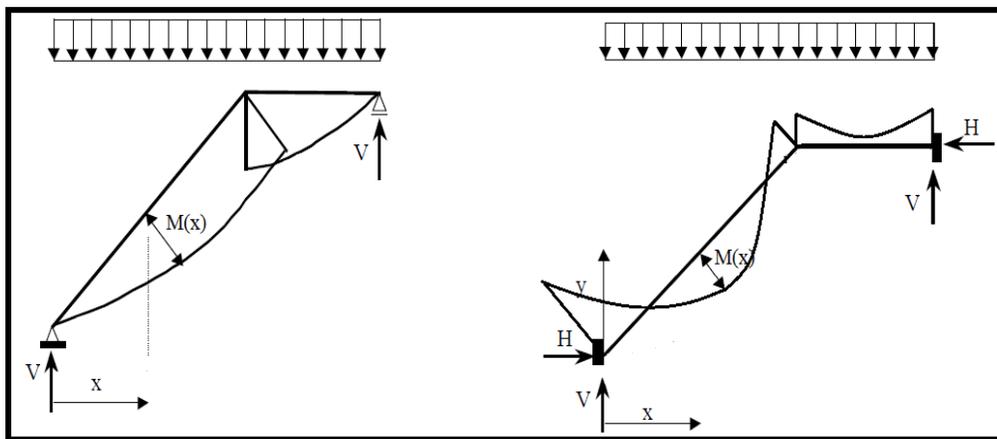
Este planteamiento es basado en obtener un cálculo de momentos negativos al inicio y al final del elemento. Con este análisis se producen momentos negativos y positivos, evitando así asumir valores o porcentajes; pero tiene la desventaja de que el momento flector positivo se ve reducido por las condiciones de apoyo planteadas.

En las escaleras más comunes se tiene una mezcla entre las condiciones de apoyo de ambas figuras. La simplificación más frecuente a realizarse en los cálculos consiste en utilizar el dimensionamiento de armaduras para el momento flector positivo correspondiente a la figura 15a, tomando previsiones en el armado para cubrir los momentos negativos correspondientes al funcionamiento estructural indicado en la figura 15b.

Figura N° 2.15 Condiciones de borde en tramos de escaleras

15a. Viga isostática (momento máximo positivo)

15b. Viga hiperestática (momento máximo negativo)



Cargas y solicitaciones

Las escaleras son estructuras inclinadas y las cargas actúan verticalmente. La determinación de los momentos flectores y reacciones se puede realizar de las siguientes dos maneras:

- En proyección horizontal. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_u * L^2}{8}$$

- Inclinada. El momento máximo para esta forma de carga es:

$$M_{max(+)} = \frac{q_{un} * L^2}{8}$$

Los resultados obtenidos empleando cualquiera de las dos formas de cargar al tramo de la escalera son iguales. Se recomienda usar primero el de la proyección horizontal, dado que se asimila al de una viga horizontal, pero sin olvidar que las reacciones resultarán inclinadas en los apoyos.

Las cargas serán todas aquellas que estarán permanentes como: los escalones, el peso propio de la losa, el peso de la carpeta de mortero empleado para el piso, el peso del piso y el peso de las barandas sobre los escalones de la escalera.

Proceso de Cálculo

p = huella

cp = contra huella

Si los apoyos son vigas o zapatas, el momento de diseño será:

$$M_{U \text{ Diseño}} = \alpha \cdot M_{\text{max}}$$

Dónde:

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

➤ Cálculo del espesor de la losa de la escalera

Espesor de la losa:

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

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L_n = Longitud horizontal de la escalera (cm).

Para el cálculo del espesor se toma un valor constructivo respecto del t promedio calculado.

Ángulo de inclinación de la huella:

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}}$$

Donde:

P = Longitud del paso (cm).

Cp = Longitud del contrapaso (cm).

Altura inicial:

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

Altura media:

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

h_m = Altura media

➤ **Cálculo de la carga última**

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

Donde:

q_u = Carga última que actúa sobre la escalera

P_p = Peso propio

A_{cab} = Acabados

S_c = Sobrecarga de uso

Una vez que se obtiene la carga última que actuará sobre la escalera se calculará como una viga sometida a flexión⁵.

➤ **Cálculo del canto útil**

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

Donde:

t = Espesor de la losa de la escalera

r = Recubrimiento

Φ = Diámetro del hierro

➤ **Cálculo de la armadura positiva**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad A_s = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Donde:

A_s = Área de armadura positiva

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

f_y = Límite de fluencia del acero (kg/cm²)

➤ **Disposición de la armadura**

$$A_s = \frac{N^{\circ} \text{ barras} \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \qquad S = \frac{b - 2 \cdot r - \phi}{N^{\circ} \text{ barras} - 1} \qquad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} \ 0,0015 < \rho < \rho_{\max} \ 0,0133$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{2} \qquad A_{s \min} = 0,0015 \cdot b \cdot d$$

⁵CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de *Hormigón Armado*. (2ª.ed.). Cap. 62 Escaleras. En 62.1.- Introducción y calculo. P 673-678.

$$A_s \min < (-) A_s$$

➤ **Refuerzo transversal por temperatura**

$$A_{st} = 0.0015 \cdot b \cdot t \qquad S = \frac{A_\phi}{A_{st}}$$

Donde:

A_{st} = Área de armadura transversal

A_ϕ = Área de la barra de hierro

2.7.4.2. Rampa

Se diseñará la rampa como una losa maciza, el cálculo de la armadura longitudinal tanto positiva como negativa y la armadura trasversal es igual al análisis de diseño de la escalera.

2.7.5. Fundaciones (Zapata Aislada)

Los elementos de cimentación se dimensionan para resistir las cargas actuantes y las reacciones inducidas. Para ello, es preciso que las sollicitaciones actuantes sobre el elemento de cimentación se transmitan íntegramente al terreno en que se apoya.

Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo, pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas aisladas, vigas y losa de fundación. En este proyecto se diseñarán zapatas aisladas.

Efectos de cargas excéntricas

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.

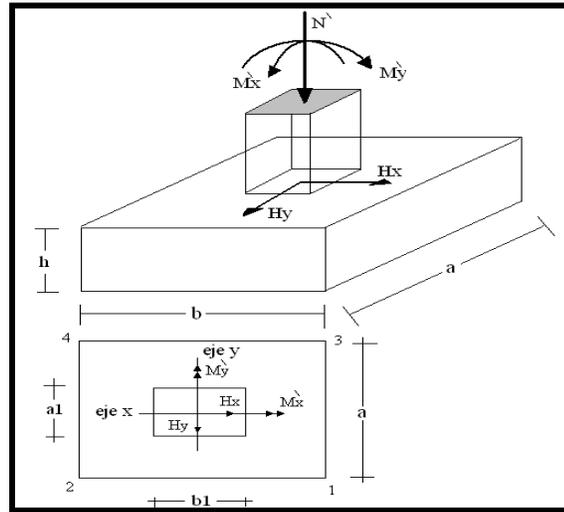
La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación general:

$$\sigma_{max} = -\frac{P}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot My}{B \cdot A^2} - \frac{6 \cdot Mx}{A \cdot B^2} \leq q_a$$

Dicha ecuación obedece a la siguiente figura:

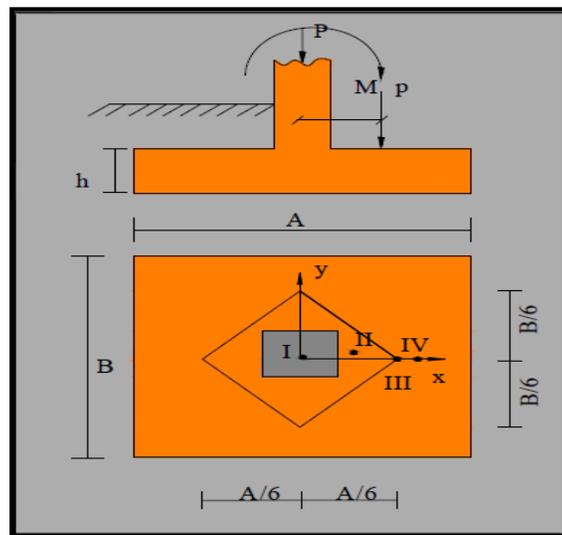
Figura N° 2.16 Casos de Excentricidad

Zapata aislada vista en planta sometida a cargas y momentos



Tomando en cuenta estos aspectos se desarrolla a continuación diferentes casos de excentricidad de acuerdo a la figura N° 2.16. La carga puede actuar: en el centro, el núcleo, el límite y fuera del núcleo central.

Figura N°2.17 Vista en planta de zapata aislada sometida a cargas y momentos



Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".

Caso I (Cuando $e = 0$)

Es el caso en que la excentricidad cae en el centro del núcleo o tercio medio, en el cual el momento es muy pequeño. (Figura N° 2.18). La presión del suelo está dada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{A \cdot B}$$

Además, que se debe cumplir con la siguiente relación:

$$q \leq q_a$$

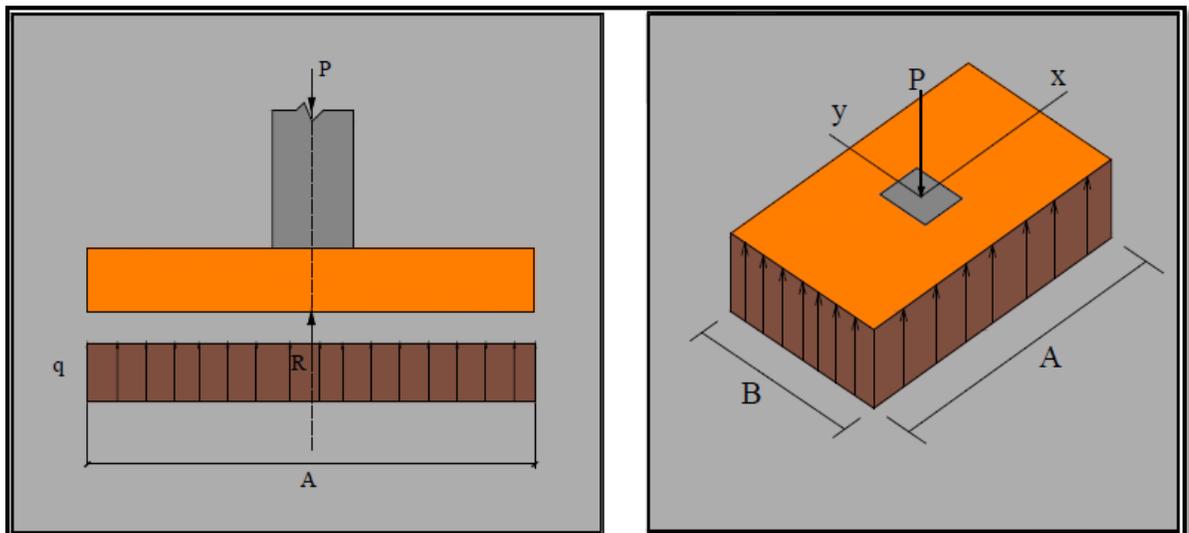
Donde:

P = Carga de servicio, que se transfiere a la zapata a través de la columna.

q_a = Capacidad admisible de carga del suelo.

q = Presión neta que la zapata transmite al suelo.

Figura N° 2.18 Caso I ($e = 0$)



Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".

Caso II (Cuando $e \leq A/6$)

En este caso, la excentricidad cae dentro del núcleo central, donde el esfuerzo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión. (Figura N° 2.19).

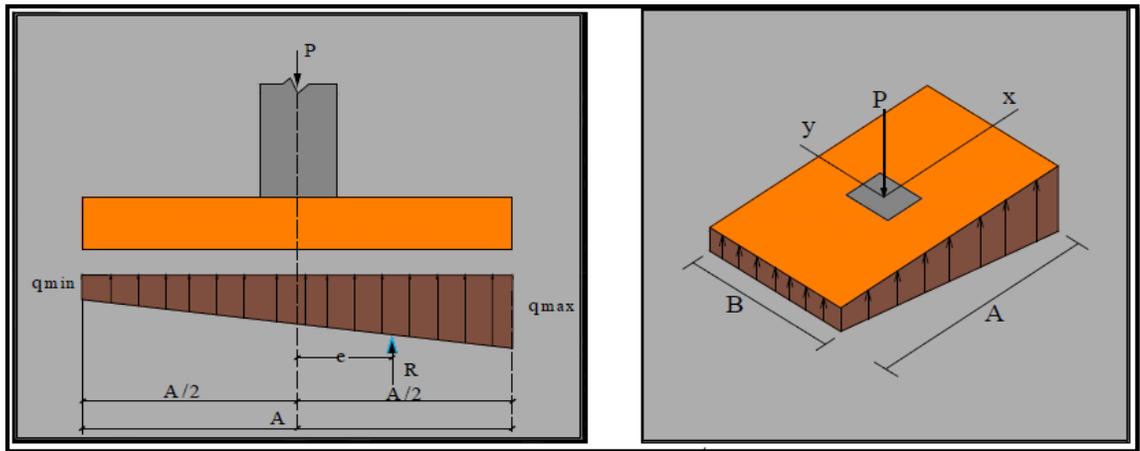
Las presiones del suelo serán:

$$q_{\max} = \frac{P}{A \cdot B} \left[1 + \frac{6e}{A} \right]$$
$$q_{\min} = \frac{P}{A \cdot B} \left[1 - \frac{6e}{A} \right]$$

Además, que se debe cumplir con la siguiente relación:

$$q_{\max} \leq q_a$$

Figura N° 2.19 Caso II (Cuando $e \leq A/6$)



Fuente: Material de apoyo didáctico "Univ. San Simón, Fundaciones I".

Caso III (Cuando $e = A/6$)

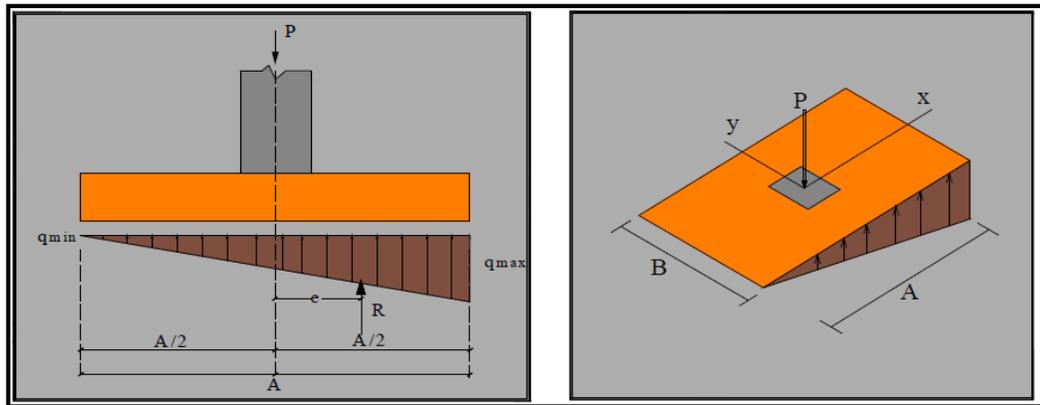
En este caso, la excentricidad se encuentra en el límite del núcleo central, en el cual el esfuerzo directo es igual al refuerzo de flexión. (Figura N° 2.20).

Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot P}{A \cdot B}$$

$$q_{\min} = 0$$

Figura N° 2.20 Caso III (Cuando $e = A/6$)



Fuente: Material de apoyo didáctico Univ. San Simón, Fundaciones I

Caso IV (Cuando $e \geq A/6$)

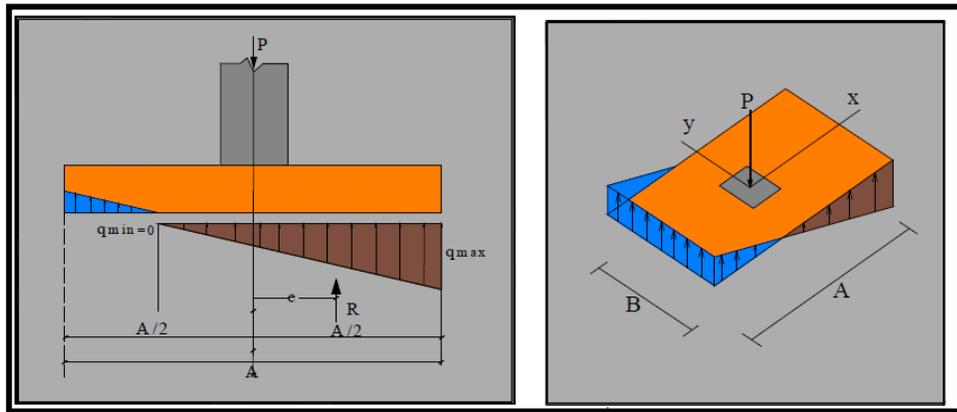
En este último caso, la excentricidad se encuentra fuera del núcleo central, si la carga actúa fuera del tercio central se provoca esfuerzos de tracción en el lado opuesto de la excentricidad. Si el esfuerzo máximo debido a la carga P no excede el esfuerzo admisible neto, no se espera que se levante ese lado de la fundación y el centro de gravedad de la distribución triangular de esfuerzos portantes debe coincidir con el punto de acción de la carga P .

Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{4 \cdot P}{3 \cdot B(A - 2e)}$$

$$q_{\min} = 0$$

Figura N° 2.21 Caso IV (Cuando $e \geq A/6$)



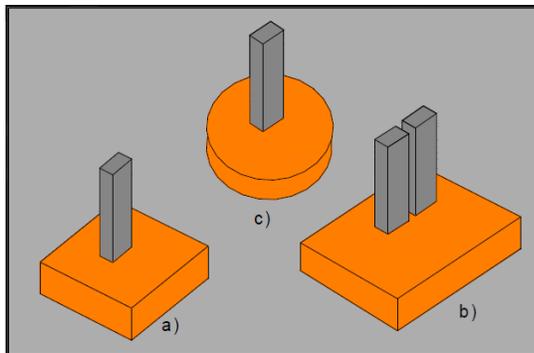
Fuente: Material de apoyo didáctico “Univ. San Simón, Fundaciones I”.

Zapatas aisladas céntricas

Se define como zapatas aisladas a aquellas que transmiten la carga de una sola columna al suelo, como se puede observar en la Figura N° 2.22 (a). Como excepción, se considera como zapata aislada aquella que sostiene dos soportes contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón” como se muestra en la Figura N° 2.22 (b).

Las zapatas aisladas pueden ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que las cargas son relativamente bajas y/o el suelo tenga buena resistencia.

Figura N° 2.22 Tipos de Zapatas aisladas



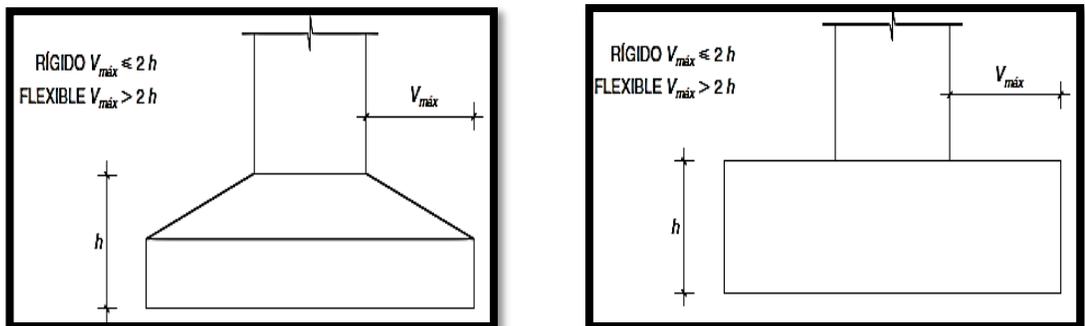
Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación, de “J. Calavera”.

El comportamiento resistente de las zapatas aisladas es complejo. Sin embargo, los métodos de cálculo admitidos por las normas son suficientemente seguros, ya que están basados en una extensa experimentación.

Tanto la instrucción española como el Eurocódigo de hormigón distinguen entre zapatas rígidas y zapatas flexibles.

- Se considera **rígidas** a las zapatas cuyo vuelo v , en ambas direcciones, no supera $2h$, siendo h el canto máximo. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede suponerse plana; pero para su cálculo como piezas de hormigón, al igual que sucede en las ménsulas cortas, no puede aplicarse la teoría general de flexión, válida para piezas esbeltas (dimensionamiento en base a los momentos flectores y esfuerzos cortantes), sino que es necesario aplicar el método de las bielas y tirantes,
- Por el contrario, se considera **flexibles** a las zapatas cuyo vuelo es superior a $2h$ en alguna de las direcciones principales. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno depende de la rigidez relativa entre suelo y zapata; el suponer una ley plana queda del lado de la inseguridad para la comprobación de las presiones, que serán mayores en el centro de la zapata para carga centrada y zapata muy flexible. El cálculo de esta se hace por la teoría general de la flexión, como si fuera una losa o una viga plana.

Figura N° 2.23 Zapatas rígidas y flexibles



Fuente: Hormigón Armado “Jiménez Montoya” (14.ª Ed.)

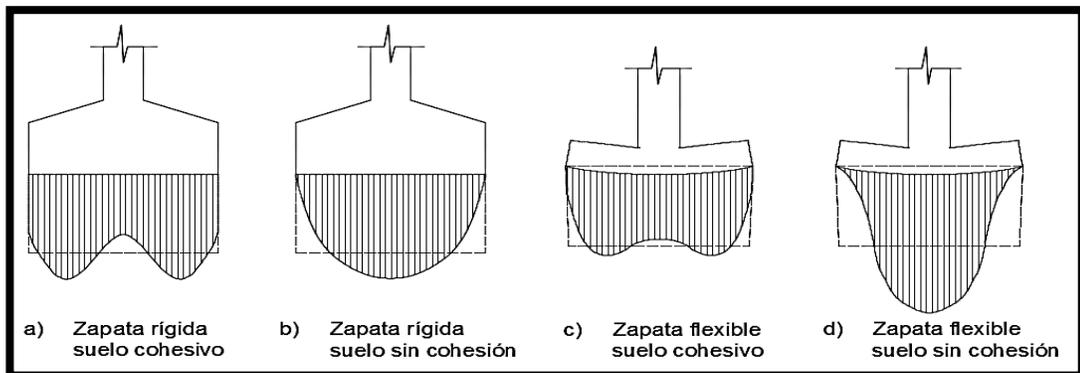
Distribución de presiones

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga puntual no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo de material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata, tal y como se observa en la Figura N° 2.24. Cuando la distribución de esfuerzos es irregular se crea un problema de resolución bastante complejo, entonces se adopta, para simplificar el cálculo, una repartición lineal de presiones la cual en la práctica demuestra tener poca variación con la repartición real de presiones.

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

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

Figura N° 2.24 Distribución de presiones bajo una zapata



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14° Ed.)

Dimensionamiento de zapata aislada flexible con carga centrada

a) Dimensionamiento en planta de la zapata

Si se asume una distribución uniforme de tensiones, las dimensiones “a” y “b” de la planta de la zapata se determinan en función de la tensión admisible para el terreno.

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

Donde:

A = Área necesaria en planta de la zapata = a · b.

σ_{adm} = Tensión admisible del terreno.

N = Carga centrada de servicio (sin mayorar).

P = Peso propio de la zapata (al no ser conocido este valor, se admite un 5% de N).

b) Dimensionamiento del canto de la zapata

Para el cálculo resistente del hormigón, puede considerarse una tensión uniforme del terreno, prescindiendo del peso propio de la zapata, ya que al fraguar el hormigón queda en un estado en el que las tensiones son nulas.

$$\sigma_t = \frac{N}{a \cdot b} \text{ } ^6.$$

Donde:

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

N = Axil transmitido por el soporte.

Por razones económicas el canto debe ser el menor posible, evitando así que las zapatas necesiten armadura por cortante, reduciendo también el volumen de hormigón sin que aumenten las armaduras longitudinales, que suelen estar controladas por las cuantías geométricas mínimas establecidas por las normas.

Por este motivo, se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

⁶JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Pre dimensionamiento. P 507-508.

$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_o \cdot b_o}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_o + b_o)}{4} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_o)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_o)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_t}$$

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Donde:

d = Canto útil.

a, b = Dimensiones en planta de la zapata.

a_o, b_o = Dimensiones en planta de la columna.

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

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón.

γ_f = Coeficiente de seguridad de la sollicitación (γ_f = 1.6).

σ_t = Tensión uniforme del terreno sobre la zapata.

c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

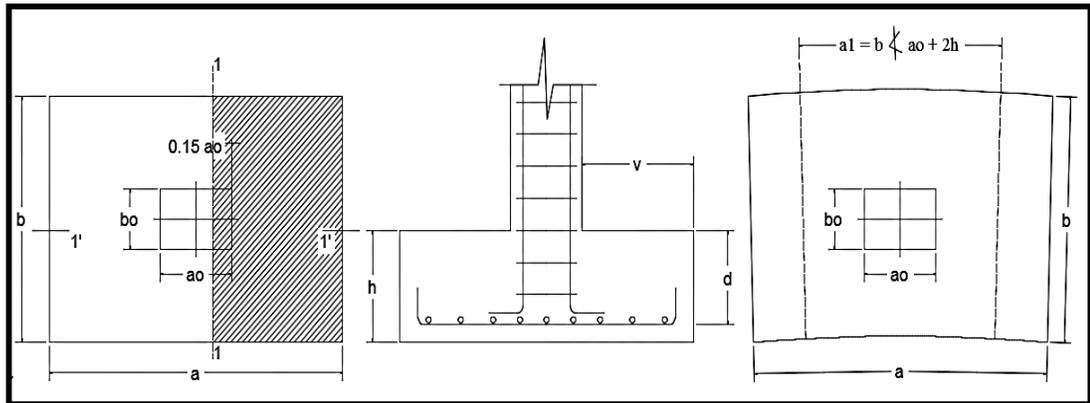
La determinación de la armadura a tracción para zapatas flexibles debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones.

La armadura se determina en las secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de:

$$0,15 \cdot a_o \text{ ó } 0,15 \cdot b_o,$$

de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura.

Figura N° 2.25 Cálculo a flexión de una zapata flexible



Fuente: Hormigón Armado de “Jiménez Montoya” (14° Ed.)

Las normas exigen que la sección total de armadura, en una dirección, no sea inferior al 20% de la correspondiente en la otra dirección.

El momento de cálculo en la sección 1-1, debido a carga del terreno $\sigma_t = N/(a \cdot b)$ es:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2$$

Donde:

a = Lado mayor de la zapata.

a_0 = Lado mayor de la columna.

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones $b \cdot d$, puede determinarse mediante la fórmula simplificada para el momento reducido de cálculo.

Momento reducido de cálculo:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Cuantía mecánica:

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

Capacidad mecánica del acero:

$$U_s = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

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

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

La cuantía mínima exigida por la norma para el acero a ser utilizado es: $\rho \geq 0.0015$ para acero AE-50.

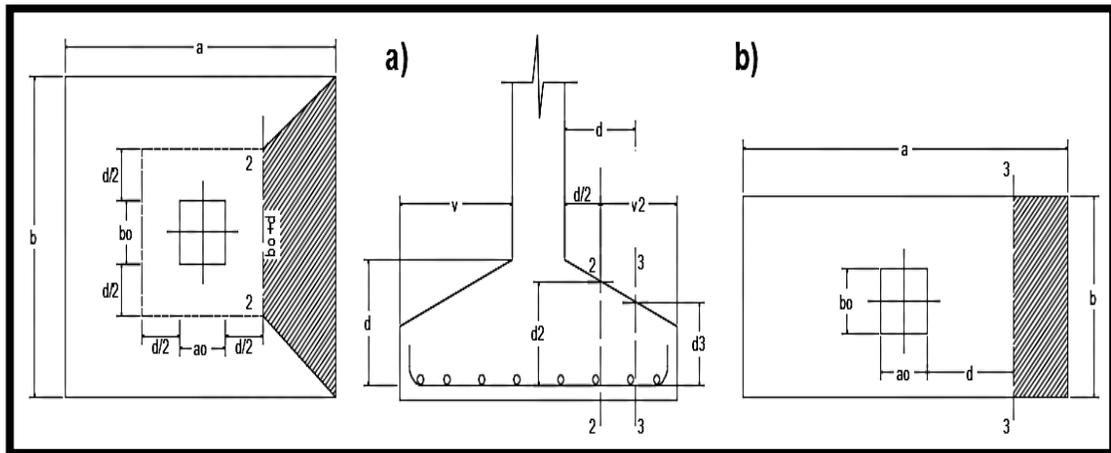
Comprobación a cortante y punzonamiento

Se debe realizar comprobaciones a esfuerzo cortante, a punzonamiento y de adherencia.

Como resistencia convencional del hormigón a cortante se adopta el valor:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot (f_{cd})^{1/2} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Figura N° 2.26 Comprobaciones a cortante y punzonamiento



Fuente: *Hormigón Armado de "Jiménez Montoya" (14° Ed.)*

- **En Zapatas rígidas ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)**

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5.b$, la comprobación se efectúa a punzonamiento por secciones independientes. Así, la sección de referencia 2 - 2 se sitúa a una distancia d_2 del paramento del soporte, su ancho es $b_o + d \leq b$, y su canto $d_2 \leq 1,5.V_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} * \frac{(b \cdot b_o + d) * (a - a_o - d)}{4} \leq 2 \cdot f_{vd} \cdot (b_o + d) \cdot d_2$$

Cuando el vuelo sea $v > 1,5.b$ (zapatas estrechas), la comprobación se efectúa a cortante en la sección de referencia 3-3, separada a una distancia d del paramento del soporte, de ancho b y canto d_3 . Debe ser:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

- **En Zapatas flexibles ($v > 2h$, en alguna dirección principal)**

En las zapatas flexibles es necesario efectuar una doble comprobación: a esfuerzo cortante y a punzonamiento. La comprobación a cortante es idéntica a la indicada para las zapatas rígidas en el apartado anterior.

Esta comprobación debe efectuarse en la sección 3-3 cuando sea $a - a_o \geq b - b_o$; en caso contrario, se comprobará en la sección ortogonal.

La comprobación a punzonamiento se efectúa, como en las placas, en la sección crítica A_c formada por las cuatro secciones verticales separadas $d/2$ de los paramentos del soporte, es decir, en la sección $A_c = 2 (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2$.

La zapata se encuentra en buenas condiciones de punzonamiento cuando sea:

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} (a \cdot b - (a_o + d)(b_o + d)) \leq A_3 \cdot 2f_{vd}$$

Debe llamar la atención la seguridad de esta última comprobación en el caso de soportes muy alargados ($a_o > 2b_o$). El Código ACI-318 adopta para la resistencia a punzonamiento, en este caso, el valor:

$$f_{yd} = 0,5 \left(1 + \frac{2b_0}{a_0} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

Evidentemente, es menor que el correspondiente a la Instrucción española⁷.

$$f_{yd} = 2f_{cd} = \sqrt{f_{cd}}$$

Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tornadas para la flexión. En el caso de soportes de hormigón, el cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

$$V_d = \frac{Y_f \cdot N}{a} \left(\frac{a - a_0}{2} + 0,15 * a_0 \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} = f_{cd} = k \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

En donde n es el número de barras de diámetro ϕ , y k una constante con el valor $k=0,95$ para las zapatas rígidas, y $k = 2,00$ para las flexibles⁸.

2.8. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.8.1. Especificaciones técnicas

Son aquellas que definen la calidad de la obra que se desea ejecutar, en términos de calidad y cantidad de los trabajos en general.

En el caso de la realización de estudio o construcción de obras, éstas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos, ya que sirven para definir la calidad del producto, la cual no se puede apreciar de manera visual en los planos. De modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir

⁷JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Dimensionamiento zapatas flexibles. P 509

⁸JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

y que vaya acompañado con los requerimientos, evitando así interpretaciones equivocadas.

Su objetivo radica en que en determinado momento ayuda a aclarar un proceso de diseño y/o constructivo.

En cualquier caso, en las Especificaciones Técnicas se establecerá necesariamente los siguientes datos de los materiales para la obra:

- Tipo, clase y categoría de cemento.
- Tipos de acero.
- Resistencia especificada para el hormigón

Si para una misma obra se prevén distintos tipos de un mismo material, se detallarán, separadamente, cada uno de ellos, indicándose las zonas en que habrá de emplearlos.

En relación con el proceso de ejecución de la obra, se deberán detallar los siguientes aspectos:

- Disposiciones de cimbra y encofrados, cuando no sean las usuales.
- Proceso de hormigonado, con especial referencia a las juntas (dilatación, hormigonado, etc.).
- Proceso de curado, tiempo y condiciones en que debe efectuarse.
- Proceso de desencofrado y descimbramiento.
- Tolerancias dimensionales.

2.8.2. Cómputos métricos

En todo proyecto se deberá incluir un detallado y completo cómputo métrico, y/o mediciones, tanto de las cantidades de hormigón y acero a utilizarse en la construcción de la estructura como de las excavaciones y rellenos, y demás elementos auxiliares requeridos. Por otra parte, deberán especificarse también las características

correspondientes a dichos materiales, necesarios para poder efectuar su correcta valoración al confeccionar el presupuesto de la obra.

Se recomienda realizar las mediciones, expresando: las excavaciones y rellenos, en metros cúbicos; los hormigones, en metros cúbicos; las armaduras en kilogramos y en la unidad que convenga.

Cuando por circunstancias especiales se considere necesario, en los cálculos métricos podrán incluso detallarse por separado, los datos correspondientes a cada uno de los materiales componentes del hormigón.

2.8.3. Análisis de Precios unitarios

Precio unitario es el importe de la remuneración o pago total que debe cubrirse por unidad de concepto terminado y ejecutado conforme al proyecto, especificaciones de construcción y normas de calidad. La integración de este requiere del conocimiento técnico de la obra y del marco normativo vigente.

Esto ayuda a obtener un soporte práctico y podrá evaluar el rendimiento de la fuerza de trabajo y del equipo que intervienen en cada concepto, así como el costo de los insumos de acuerdo a cada región económica.

El precio unitario se integra con los costos directos correspondientes al concepto de trabajo (mano de obra, materiales, maquinaria o equipo de construcción), los costos indirectos (administración de oficinas centrales y oficinas de campo), el costo por financiamiento, el cargo por la utilidad del contratista y los cargos adicionales (impuestos). La enumeración de los costos y cargos mencionados para el análisis, cálculo e integración de estos, tiene por objeto cubrir en la forma más amplia posible los recursos necesarios para realizar cada concepto de trabajo.

2.8.4. Presupuesto general de la obra

Se basa en la previsión del total de los costos involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

2.8.5. Cronograma de ejecución de la obra

El cronograma de ejecución de obra es una representación gráfica y ordenada con tal detalle para que un conjunto de actividades, de la parte estructural de la obra, se lleven a cabo en un tiempo estipulado y bajo condiciones que garanticen la optimización del tiempo.

Esta herramienta indica la organización del proyecto, en la realización de una serie de pasos para la culminación de actividades. Son la base principal de ejecución de una producción organizada a través de un plan de obra.

CAPÍTULO III

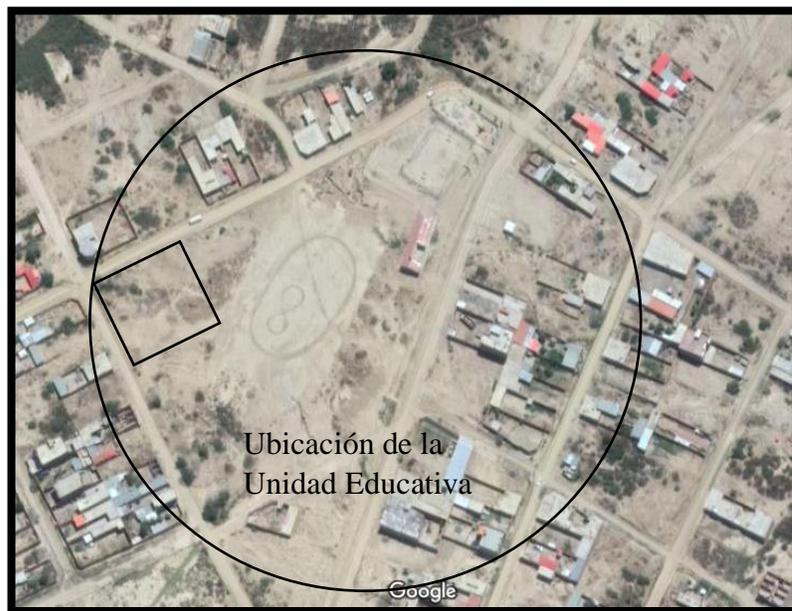
3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del Levantamiento Topográfico

El plano del levantamiento topográfico fue otorgado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado. Cabe mencionar que el plano topográfico fue validado por cuenta propia utilizando el programa Google Earth.

El terreno cuenta con una superficie útil de 22.968,67 m², de la cual el proyecto solo ocupará una parte del terreno (como se muestra en la Figura N° 3.1), la superficie del terreno es suficiente para la posibilidad de una futura expansión, de acuerdo a la demanda que podría presentarse. Topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles: tomando la parte norte con nivel 0,0 m, con una cota de 1923,50 msnm hasta llegar al nivel -1 m. con una cota de 1922.5 msnm oeste; se muestra un detalle del levantamiento topográfico del terreno en ANEXO 2.

Figura N° 3.1 Ubicación de la Unidad Educativa



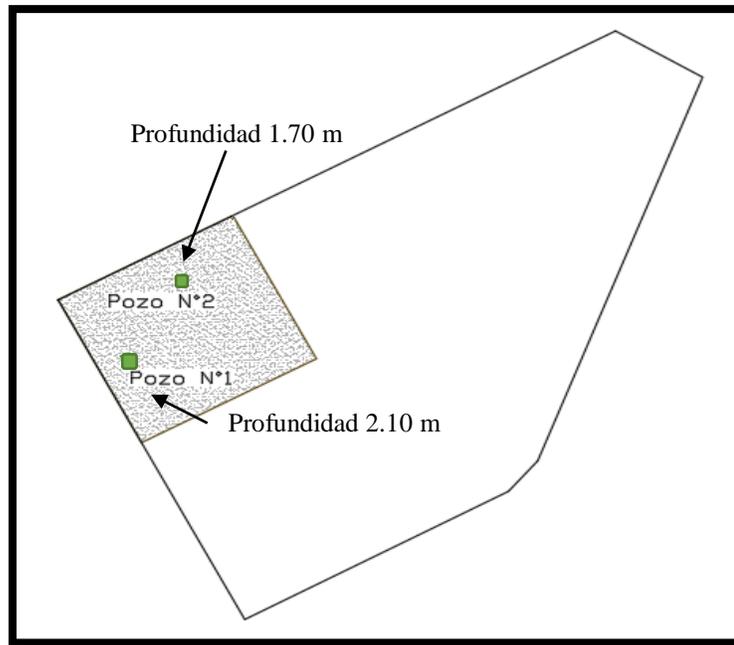
Fuente: Google Earth

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (Ensayo de Penetración Estándar).

El estudio se llevó a cabo en el lugar de emplazamiento del proyecto, en el cual se excavó dos pozos en lugares estratégicos del terreno (Figura N° 3.2) con dimensiones de 1.10 x 1.10 m y a profundidades de 2.10 m y 1.70 m.

Figura N° 3.2 Puntos en los que se realizó el estudio de suelos



Fuente: Elaboración Propia

El estudio fue ejecutado por la empresa Consultora y Constructora CEPAS (ver ANEXO 3), dando como resultado los datos que se presentan a continuación:

Tabla 3.1 Características del Suelo

N° Pozo	Profundidad (m)	Tipo de Suelo
1	0.00 – 2.10	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas. A – 6 (8)
2	0.00 – 1.70	CL=Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas. A – 6 (8)

El contenido de humedad del terreno ensayado es bajo y no se encontró nivel freático en el ensayo realizado.

Tabla 3.2 Contenido de Humedad natural del terreno

N° Pozo	Profundidad (m)	Grado de Humedad Promedio
1	2.10	8.98 % (Bajo)
2	1.70	9.24 % (Bajo)

Durante la realización de los ensayos de SPT, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.3 Capacidad Portante de los pozos estudiados

N° Ensayo	Profundidad (m)	N° de Golpes	Capacidad Portante (kg/cm ²)
1	2.10	41	3.00
2	1.70	30	2.70

En consecuencia, luego de este estudio se elige como suelo de cimentación arcillas inorgánicas, arenosas, con una capacidad portante de 2.40 kg/cm² (reduciendo la menor capacidad en un 10% debido a que el ensayo podría tener fallas y por cuestiones de seguridad) a una profundidad de 1.70 m.

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico elaborado por el Gobierno Autónomo Municipal de la Ciudad de Tarija, consiste en una edificación de dos niveles destinados a ambientes como aulas de estudio, ambientes administrativos, laboratorios, comedores, etc. En general todos los ambientes son amplios, de luces considerables de acuerdo a sus finalidades (ver ANEXO 10).

A continuación, se detallará de qué consta cada nivel:

- Planta Baja: Área de espera, sala de reuniones, secretaría, cocina, 6 aulas, 2 baterías de baños, biblioteca, laboratorio de física y química, taller de biología, enfermería, sala de uso múltiple, portería, gabinete de psicología y gabinete de cámaras de seguridad.
- Planta Alta: Dirección, sala de profesores, secretaría, cocina, taller de tecnología, 7 aulas, 2 baterías de baños, salón de actos con camerinos.

3.4. Modelo Estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelo y el diseño estructural, se procederá a realizar el modelo estructural de la edificación.

3.4.1. Estructura de la edificación

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos; los cuales están compuestos por:

- **Columnas:** Compuestas por secciones cuadradas, rectangulares y circulares.
- **Vigas:** Compuestas de secciones rectangulares.
- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losas alivianadas con viguetas pretensadas y losa reticular.

Los pórticos están vinculados a las zapatas superficiales aisladas.

3.4.2. Fundaciones

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructura son moderadas debido a la magnitud de la obra, como así también del tipo de suelo de fundación.

3.5. Normas Consideradas

Para el diseño de los elementos estructurales se empleó el método de los estados límites últimos, y el Código Boliviano del Hormigón Armado CBH-87, por tanto, además de los materiales utilizados, se deben definir los coeficientes de minoración de resistencias y de mayoración de cargas, ya especificados en el capítulo 2.6 y en la propuesta de proyecto de ingeniería civil.

3.6. Análisis, Cálculo y Diseño estructural (Análisis de carga)

3.6.1. Características del Proyecto

El edificio en estudio está proyectado en la Ciudad de Tarija, constituido por dos plantas. La luz de columna a columna máxima es de 4,50 m y 3,30 m, los niveles de las plantas son de 3,60 m.

Se plantea losas alivianadas con viguetas pretensadas y complemento de plastroformo como estructura de entrepisos y parte de la estructura de sustentación de cubierta por ser compatible con las dimensiones que se tiene para que funcione correctamente la luz máxima para la disposición de las viguetas. Se cuenta con 2 escaleras del mismo tipo y una escalera autoportante de hormigón armado en todo el edificio.

Se plantea zapatas aisladas cuadradas de hormigón armado que son compatibles con las características del suelo de fundación. La profundidad de las zapatas es de 1,70 m, las cuales están dispuestas de una forma regular sobre la superficie del terreno.

3.6.1.1. Materiales

Los materiales usados en el diseño de los diferentes elementos estructurales corresponden a materiales comercializados actualmente en nuestro medio, y que se enmarcan dentro de las especificaciones y limitaciones de las normativas ya mencionadas.

Hormigón

Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la resistencia característica a compresión a los 28 días de $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$, Control Normal y Factor de Minoración de 1,50.

Además, presentará las siguientes características:

- Peso específico del hormigón 2500 kg/cm^3
- Módulo de elasticidad 333.000 kg/cm^2
- Módulo de Poisson 0.2

Acero de Refuerzo

Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-500 con las siguientes características:

- Límite de Fluencia $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de Ruptura 5000 kg/cm^2 , Control normal
- Factor de minoración 1,15.
- Peso específico 4400 kg/cm^3
- Módulo de elasticidad $2.000.000 \text{ kg/cm}^2$

3.6.1.2. Características del suelo de fundación

Clasificación según la norma AASHTO y el Sistema S.U.C.S.

La clasificación del suelo a nivel fundación (1,70 m de profundidad) corresponde a un suelo CL (Arcillas inorgánicas, arcillas arenosas, arcillas limosas, según sistema S.U.C.S.) o A – 6 (8) (según la norma AASHTO).

Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo en el cual se emplazará el proyecto a una profundidad de 1,70 m., es de 2.40 kg/cm^2 .

3.6.1.3. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

Pre dimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas inicialmente se asumirán 25 x 25 cm; de acuerdo a las solicitaciones se analizará la sección más conveniente de la columna para evitar cuantías de acero elevadas.

Pre dimensionamiento de Vigas

Se recomienda utilizar:

$$h = \frac{l}{12}$$

Se tiene luces de longitud tanto en las direcciones “x” y “y”: $l = 4,30 \text{ m}$

Para una luz de 4,30 m

$$h = \frac{430}{12}$$

$$h = 35,83 \text{ cm}$$

El canto de la viga por seguridad y constructivamente se asumirá:

$$h = 40 \text{ cm}$$

Para la base de la viga se puede considerar $b = h/2$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el pre dimensionamiento de las vigas queda de la siguiente manera:

$$\mathbf{b = 20 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$$

3.6.1.4. Cargas consideradas en el diseño

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el ANEXO 4. A continuación se presenta una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

Tabla 3.4 Cargas Consideradas en la Estructura de Hormigón Armado

Cargas Consideradas		Kg/m ²
Cargas Permanentes	Peso Propio H°	2500 Kg/m ³
	Sobrepiso y Acabados	80
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)	710
	Vidrio	110
Sobrecargas de Uso	Despachos y comedores	300
	Sala de reuniones	500
	Escaleras y accesos	400
	Accesible solo para conservación	100
	Barandado en la terraza	200
	Presión de Viento	23.49

3.6.1.5. Juntas de dilatación

Se denominan juntas de dilatación a los cortes que se dan a una estructura, con el objeto de permitir los movimientos originados por las variaciones de temperatura, la retracción de fraguado, o los asentamientos de los apoyos. Excepto en el caso de los asentamientos, normalmente, solo se tiene en cuenta los efectos de estos movimientos en dirección horizontal. Su magnitud puede determinarse previamente, con exactitud, mediante cálculo.

En principio las juntas de dilatación deben afectar a todos los elementos de la estructura, incluidos los secundarios, tales como muros medianeros de fachada, por ejemplo, a no ser que se trate de elementos rigurosamente estables.

Si por cualquier razón las juntas solo son parciales, es decir, no afectan a algunos elementos secundarios, se deberán adoptar las precauciones necesarias para evitar que las juntas se continúen en dichos elementos, fisurándolos.

Las juntas de dilatación deberán asegurar la estanqueidad y el aislamiento térmico y acústico, de la misma manera que el resto de los elementos de la estructura.

En el caso de edificios corrientes, la separación entre las juntas de dilatación, en función de las condiciones climatológicas del lugar en que estén ubicados, no será superior a:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor a 10°C), 50 m.

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

Donde:

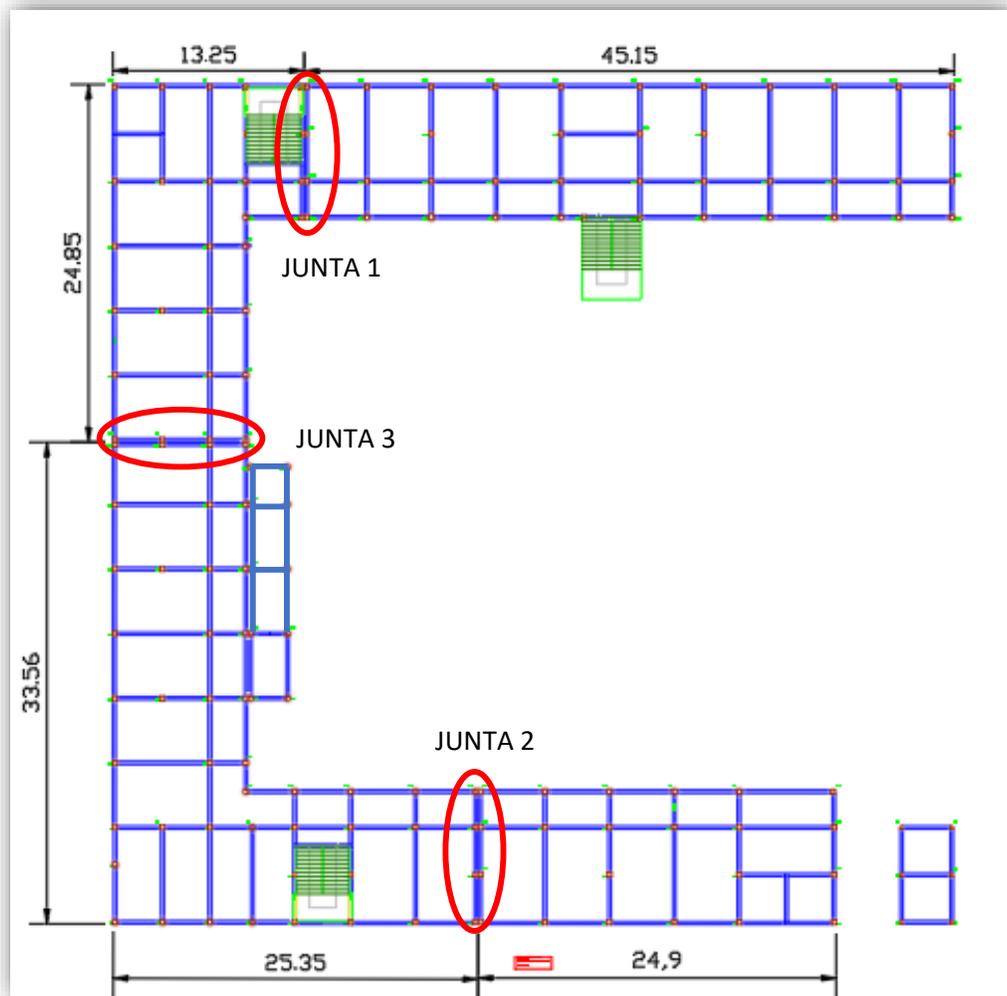
α = Coeficiente de dilación térmica del hormigón

L = Longitud de cálculo

ΔT = Variación de temperatura

En caso del diseño estructural de la Unidad Educativa Fray Quebracho se tiene una longitud de aproximadamente 59 m de largo por 10 m de ancho con una variación térmica de más de 10°C; por lo tanto, se deberá disponer de una junta de dilatación.

Figura N° 3.3 Ubicación de las Juntas de dilatación



Fuente: CYPECAD 2017

Datos:

$\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ por cada grado centígrado

$L = 58$ y 58 m

$T_{\max} = t_f = 30.8$ °C

$T_{\min} = t_o = -1.5$ °C

$$\Delta T = t_f - t_o$$

$$\Delta T = 32,3 \text{ }^\circ\text{C}$$

Para el incremento de temperatura del hormigón y resumen climatológico consulte ANEXO 1.

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$$

La estructura dispondrá de 3 juntas de dilatación:

- 1° Junta de dilatación

$$L_1 = 13,25 \text{ m}$$

$$L_2 = 45,15 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 13,25 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,43 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 45,15 \cdot 32,3 \cdot 100 = 1,45 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 0,43 \text{ m} + 1,45 \text{ m} = 1,88 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,88}{2} = 0,95 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,95 cm, se adoptará una junta de 2,00 cm constructivamente.

- 2° Junta de dilatación

$$L_1 = 25,35 \text{ m}$$

$$L_2 = 24,90 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 25,35 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,81 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 24,9 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,80 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 0,81 \text{ m} + 0,80 \text{ m} = 1,61 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,61}{2} = 0,80 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,80 cm, se adoptará una junta de 2,00 cm constructivamente.

- 3° Junta de dilatación

$$L_1 = 33,56 \text{ m}$$

$$L_2 = 24,85 \text{ m}$$

$$\Delta L_1 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 33,56 \cdot 32,3 \cdot 100 = 1,08 \text{ cm}$$

$$\Delta L_2 = 1,0 \times 10^{-5} \cdot 24,85 \cdot 32,3 \cdot 100 = 0,80 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = 1,08 \text{ m} + 0,80 \text{ m} = 1,88 \text{ cm}$$

$$\Delta L_{total} = \frac{1,88}{2} = 0,94 \text{ cm}$$

Teniendo una dilatación térmica de 0,94 cm, se tomará una junta de 2,00 cm constructivamente.

3.6.2. Elementos más solicitados

Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2017, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación. Como resultado, se muestra en el siguiente gráfico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales a ser analizadas:

Losa

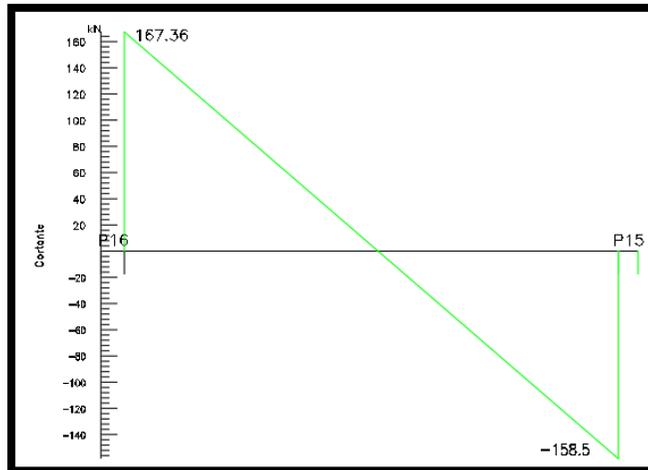
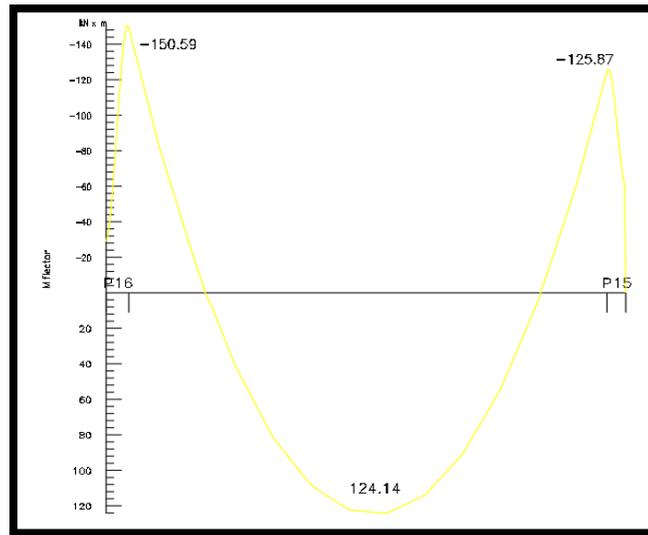
Los esfuerzos en E.L.U. de las losas aligeradas vienen dadas por los esfuerzos locales de las viguetas y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

Además, se comprobó la armadura de una losa casetonada que se dispuso en losas de gran luz.

Viga

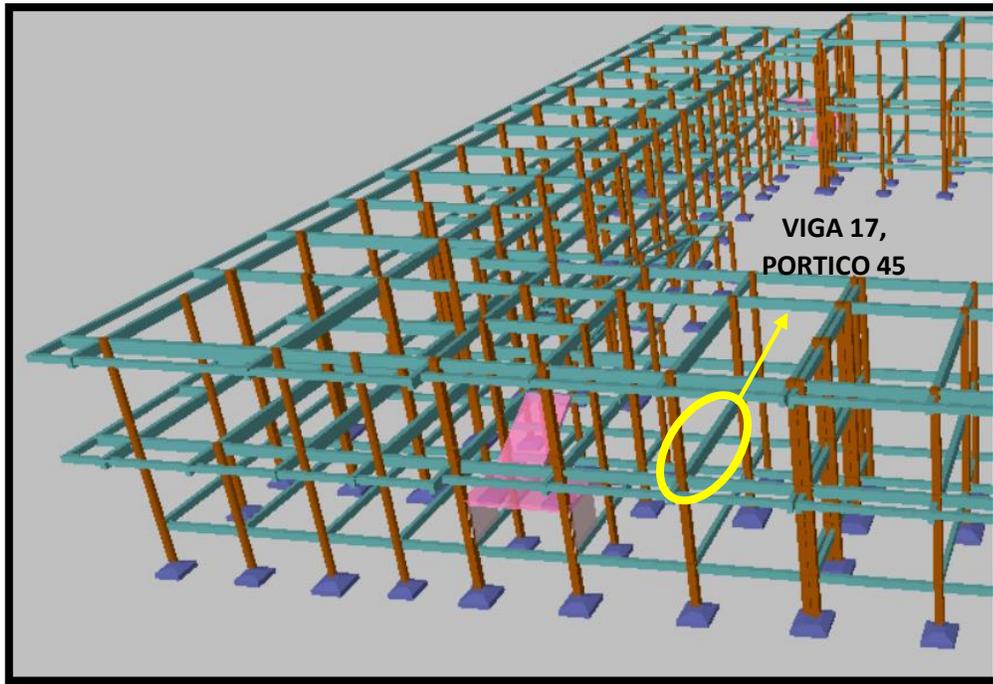
Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. (Estados Límites Últimos) vienen dados por las envolventes:

Figura N° 3.4 Envolventes de M y V del Pórtico 45, Viga 17



Fuente: CYPECAD 2017

Figura N° 3.5 Pórtico 45, Viga 17



Fuente: CYPECAD 2017

Columna

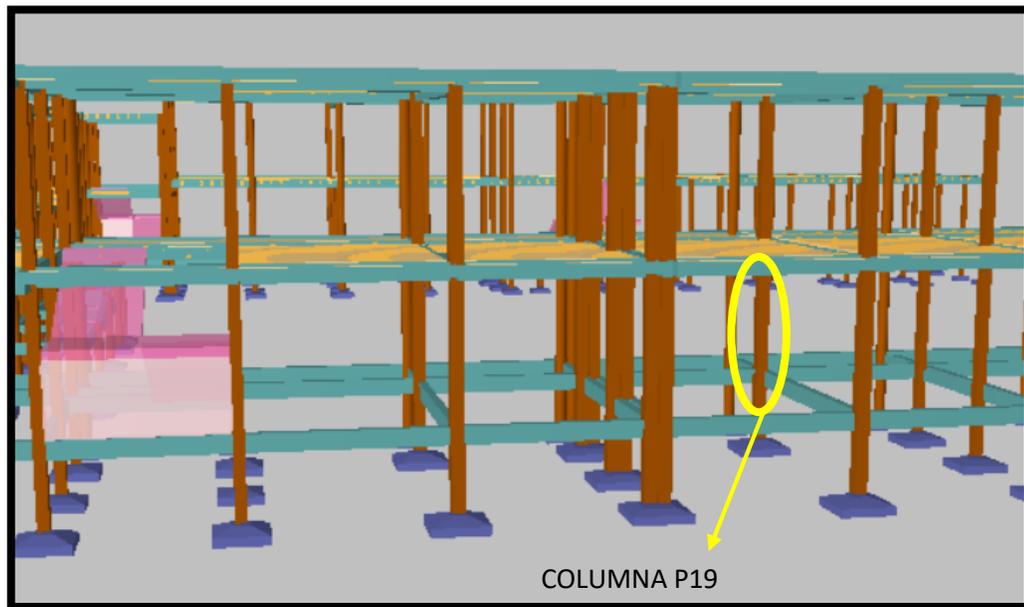
El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Límites Últimos) son:

Figura N° 3.6 Esfuerzos de diseño de la Columna C19



Fuente: CYPECAD 2017

Figura N° 3.7 Columna C19

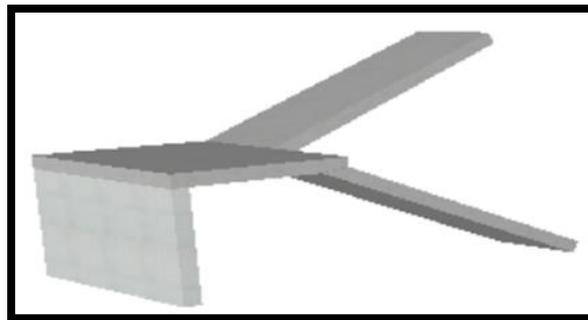


Fuente: CYPECAD 2017

Escalera

La estructura consta con dos escaleras convencionales, ambas tienen el mismo dimensionamiento, se analizará el diseño de una de ellas.

Figura N° 3.8 Escalera

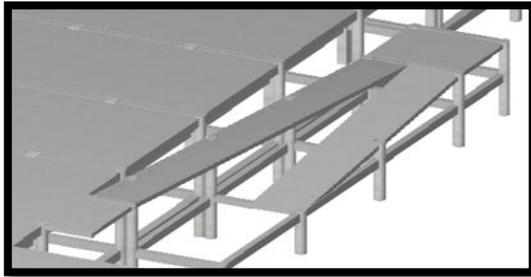


Fuente: CYPECAD 2017

Rampa

La rampa a diseñar es de dos tramos, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.9 Rampa



Fuente: CYPECAD 2017

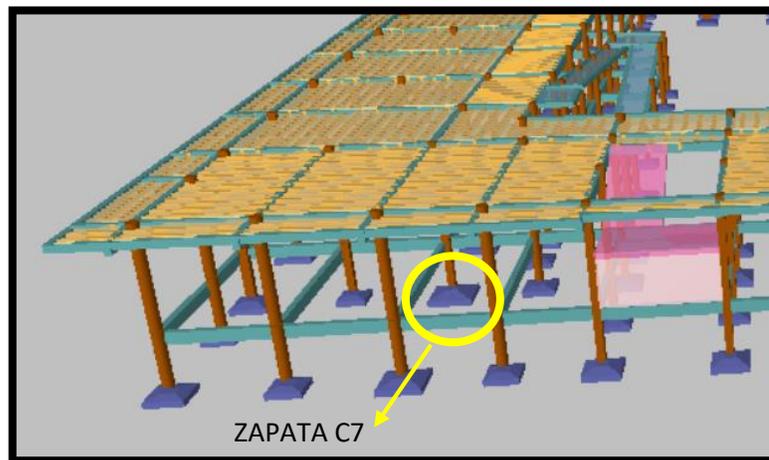
Zapata

Para la zapata elegida, sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. (Estados Límites Últimos) datos que se obtuvieron de listado son:

Tabla 3.5 Esfuerzos de diseño de la Zapata C7

Columna	Esfuerzos				
	N (kg)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Qx (kg)	Qy (kg)
P75	44890	110	390	370	450

Figura N° 3.10 Zapata C7



Fuente: CYPECAD 2017

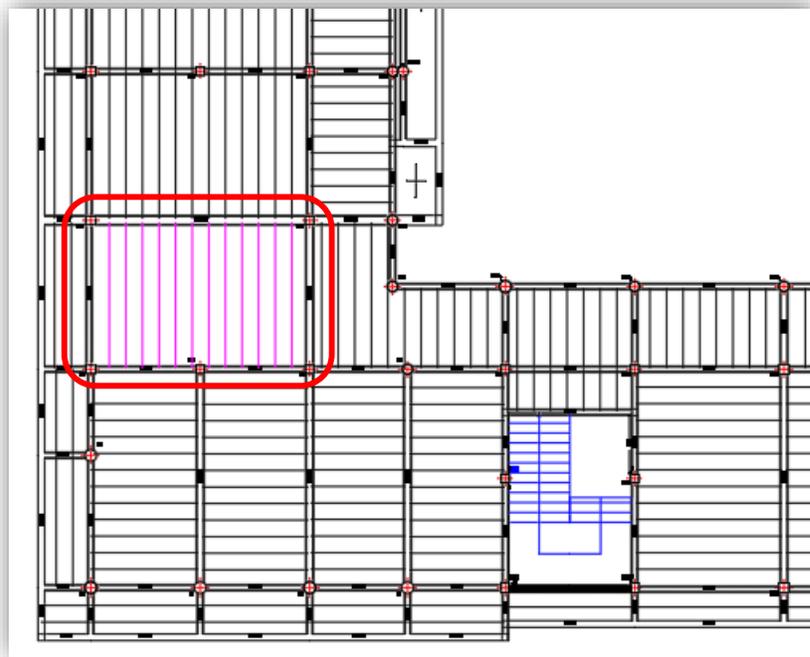
3.7. Diseño y Verificación de los Elementos Estructurales

3.7.1. Diseño de Losas

3.7.1.1. Losa Alivianada

El diseño y verificación se realizará a la losa del primer piso que está entre las columnas C-60, C-61, C-62, C-63 y C-64

Figura N° 3.11 Representación gráfica de la losa

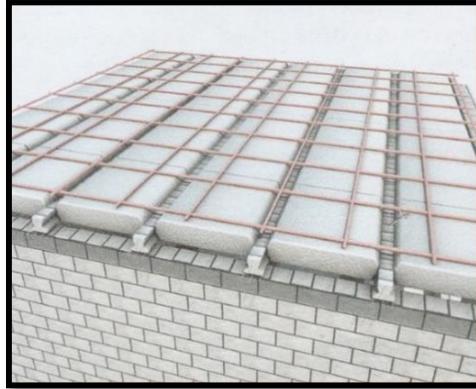


Fuente: CYPECAD 2017

La losa alivianada o forjado unidireccional, llamado así por que reparte las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

- Viguetas Pretensadas
- Complemento aligerante de Plastoformo
- Carpeta de compresión de Hormigón armado

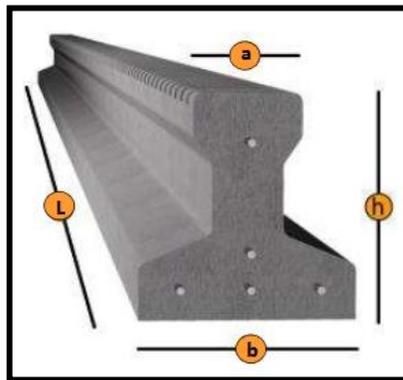
Figura N° 3.12 Losa Alivianada con viguetas pretensadas



a) Viguetas Pretensadas

Para la losa alivianada se utilizará viguetas pretensadas de la marca CONCRETEC que son reconocidas en nuestro medio y su control de calidad en su fabricación es reconocida a nivel nacional. Las características técnicas de la vigueta pretensada de CONCRETEC son las siguientes: La vigueta pretensada de CONCRETEC es fabricada con tecnología automatizada y de última generación, obteniendo un producto de alta estandarización y calidad, lo cual garantiza las resistencias y funcionalidad en las losas de entre piso y cubiertas.

Figura N° 3.13 Vigueta Pretensada CONCRETEC



Fuente: Ficha Técnica CONCRETEC

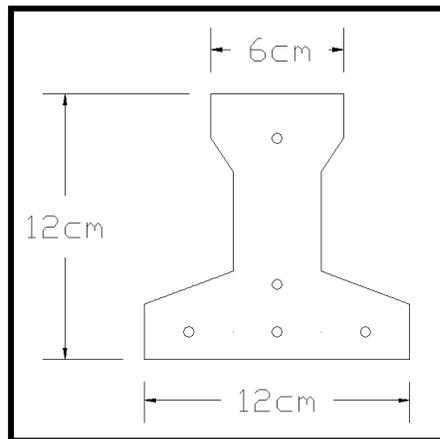
TABLA 3.6 Especificaciones Técnicas de las Viguetas Pretensadas

Producto	Dimensiones (mm)				Peso Promedio (Kg)	Resistencia del Acero ($f_{yk} = \text{Kg/cm}^2$)	Tipo de Hormigón
	a	b	h	l			
Vigueta Pretensada	56	110	114.4	Variable (hasta 9.00 m.)	17.2	18.000	350 Kg/cm^2
Vigueta Pretensada	60	121	112	Variable (hasta 9.00 m.)	19	18.000	350 Kg/cm^2

Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensadas CONCRETEC

La sección de la vigueta pretensada de CONCRETEC ha sido optimizada para generar una traba perfecta entre la vigueta y la carpeta de compresión, evitando que ésta se desprenda a causa de cualquier tipo de carga aleatoria.

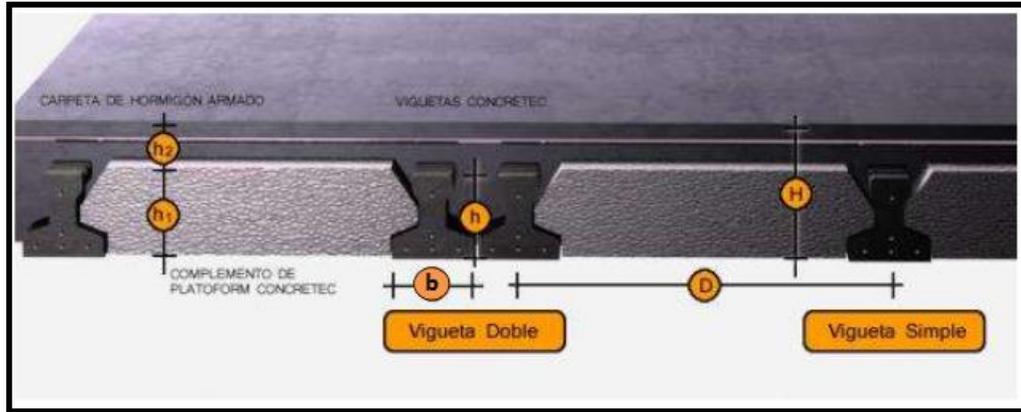
Figura N° 3.14 Características Geométricas de la Vigueta seleccionada



Fuente: Elaboración Propia

Sistema de aplicación de la Vigueta Pretensada:

Figura N° 3.15 Sistema de Aplicación de la Vigueta



Fuente: Ficha Técnica Vigueta Pretensada

Tabla 3.7 Sistema de Aplicación de la Vigueta Pretensada

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

Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensada CONCRETEC

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

D = 50 cm.

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{28} = \text{para losas unidireccionales}$$

Por lo tanto:

$$\frac{6.60}{28} = 0.235 \text{ m} \Rightarrow \text{Constructivamente } H = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm.}$$

Entonces se asumirá una altura de complemento de:

$$h_1 = 20 \text{ cm.}$$

Hormigón:

La práctica actual pide una resistencia de 350 a 500 Kg/cm² para el concreto presforzado, mientras el valor correspondiente para el concreto reforzado es de 200 a 250 Kg/cm².

Acero:

El acero de alta resistencia debe ser capaz de producir presfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

El acero de alta resistencia utilizado como armadura de la vigueta Concrettec proporciona a la losa una resistencia superior a tres veces respecto al acero usado en hormigón armado In situ, garantizando mayor durabilidad y calidad.

Tabla 3. 8 Comparación: Vigueta Pretensada - Vigueta Prefabricada

Producto	Resistencia del Acero fyk = Kg/cm²	Resistencia del Hormigón fck₂₈ = Kg/cm²
Vigueta Pretensada	18.000	350
Vigueta Prefabricada	5.000	210

Fuente: Ficha Técnica Viguetas Pretensada CONCRETEC

Luz de cálculo:

La luz de cálculo de cada tramo de forjado se medirá entre ejes de los elementos de apoyo.

Las luces varían en toda la estructura, la mayor luz que tendrá la vigueta será de 4,40 metros.

Entrada en la viga:

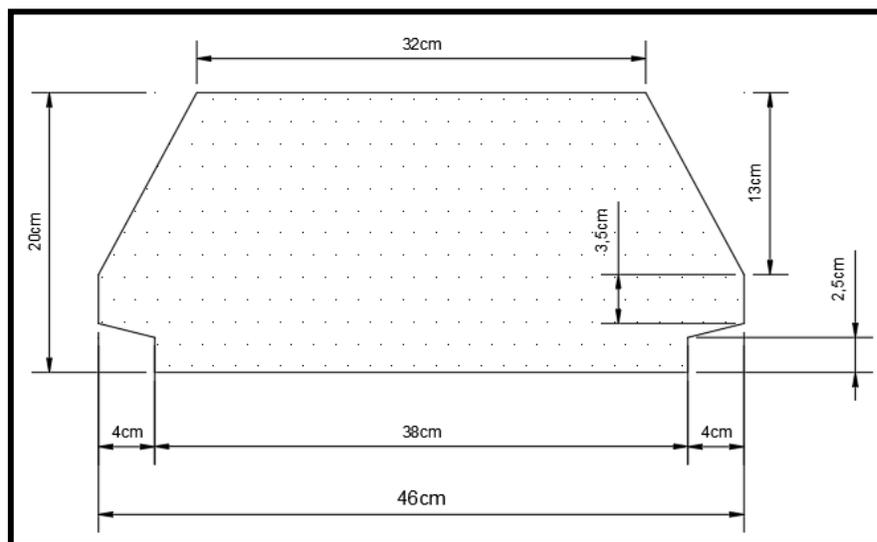
Las viguetas deben apoyarse a un mínimo de 10 cm. sobre muros de mampostería o encadenados. Sobre encofrados de vigas a hormigonar, las viguetas se apoyarán a un mínimo de 5 cm.

El apoyo de las viguetas será de 8 cm. en toda la estructura.

b) Complementos aligerantes de Plastoformo

Las dimensiones del plastoformo proporcionadas por el fabricante son 20x46x100 (cm.).

Figura N° 3.16 Características Geométricas del Complemento de Plastoformo

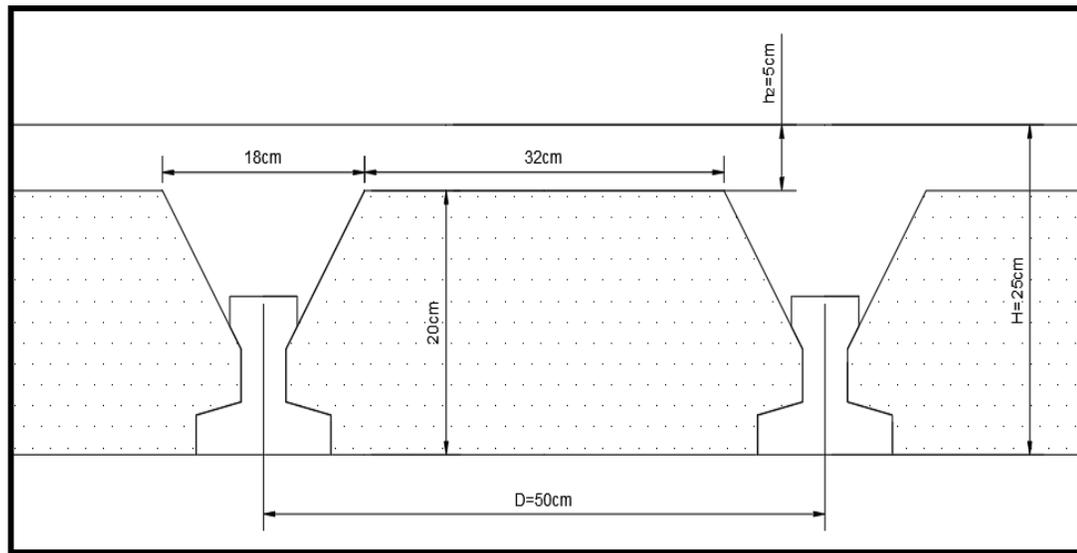


Fuente: Elaboración Propia

c) Carpeta de compresión de Hormigón armado

Elemento formado por hormigón vertido en obra y armaduras, destinado a repartir las distintas cargas aplicadas sobre el forjado. El espesor mínimo h_2 de la losa superior hormigonada en obra, con pieza aligerante, no deberá ser menor a 5 cm. Además, cumplirá la siguiente condición:

Figura N° 3.17 Espesor mínimo de la Carpeta de Compresión



Fuente: Elaboración Propia

El espesor de la placa de compresión “ h_2 ” Figura N° 3.15 según el tipo de piezas empleadas, cumplirá en todo punto las siguientes condiciones:

- Con piezas resistentes: no será inferior a 2 cm. ni a “ $e/8$ ”
- Con o sin piezas aligerantes: no será inferior a 3 cm. Ni a “ $e/6$ ” ; siendo “ a ” la distancia del punto considerado al centro de la pieza

$$h_2 \geq \frac{a}{6} \geq 3 \text{ cm}$$

Entonces:

$$h_2 \geq \frac{16}{6} = 2.67 \text{ cm.}$$

Se asumirá una altura de la carpeta de compresión de: $h_2 = 5 \text{ cm.}$

Ancho efectivo de la losa:

En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T que supone, para las comprobaciones a nivel de sección, que las secciones normales se distribuyen uniformemente en un cierto ancho reducido de las alas, llamado ancho efectivo.

$$b_e = b_o + \frac{1}{5} * l_o \leq b$$

Donde:

b_e = Ancho efectivo

b_o = 4 cm. Ancho del nervio de la vigueta pretensada

l_o = 655 cm. Luz de la vigueta

b = Separación real entre viguetas.

$$b_e = 4 + \frac{1}{5} * 655 = 135 \text{ cm.}$$

En ningún caso, el ancho efectivo será mayor que la separación real entre viguetas; entonces se tiene que el ancho efectivo será:

$$b_e = 50 \text{ cm.}$$

Cálculo de la reducción modular o coeficiente de equivalencia:

Los esfuerzos producidos en una viga compuesta se verán afectados por la diferencia de rigideces de los concretos. Esta diferencia se puede tomar en cuenta en los cálculos usando el concepto de sección transformada, mediante el cual el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto de más alta calidad.

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} * f_{cp} \Rightarrow f_c = n * f_{cp}$$

Donde:

f_c , E_c = Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente

f_{cp} , E_{cp} = Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente

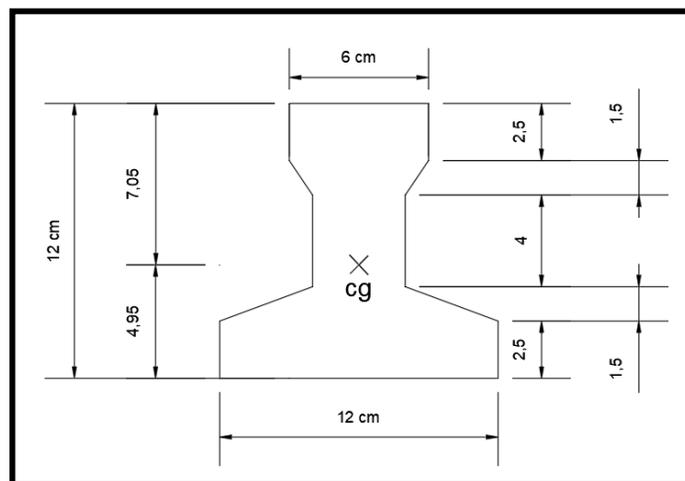
n = Reducción modular de los concretos, donde el concreto colocado in situ de menor calidad puede transformarse en una sección equivalente más pequeña de concreto de más calidad.

$$n = \frac{E_{c\ 250}}{E_{cp\ 350}} = \frac{19000 * \sqrt{f_{ck}}}{19000 * \sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\sqrt{f_{cp}}} = \frac{\sqrt{250}}{\sqrt{350}} = 0.845$$

Cálculo de las características geométricas de la vigueta

Propiedades de la Vigueta normal en $t = 0$

**Figura N° 3.18 Características Geométricas de la Vigueta Pretensada
(Unidades en cm)**

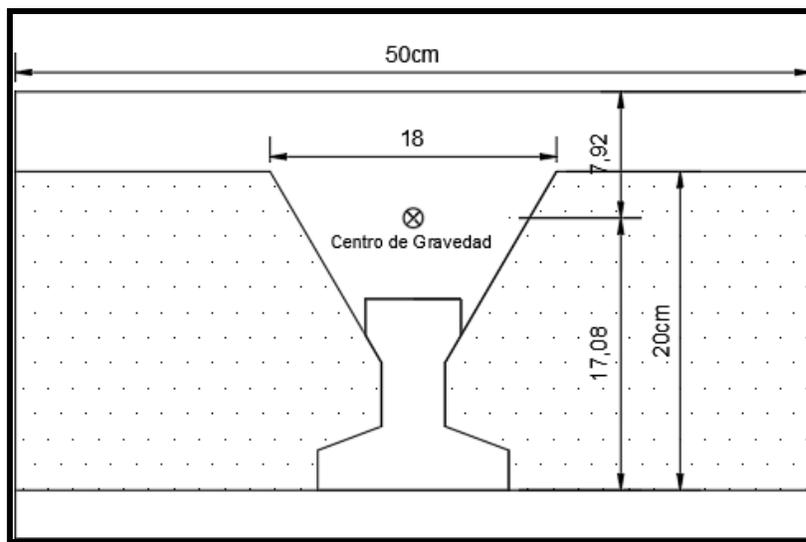


Fuente: Elaboración Propia

$A = 80.5 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta
$C_{20} = 4.95 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{10} = 7.05 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x

Propiedades de la Vigueta compuesta en $t = \infty$

Figura N° 3.19 Características Geométricas de la sección Homogeneizada



Fuente: Elaboración Propia

$A = 385 \text{ cm}^2$	Área de la sección compuesta
$C_{2\infty} = 17.08 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{1\infty} = 7.92 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 19793.58 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x

Acciones de cargas consideradas sobre la losa alivianada:

- $P_{\text{carga por entrepiso}} = 80 \text{ Kg/m}^2$
- $PP_{\text{peso propio de la losa}} = 117 \text{ Kg/m}^2$
- $SC_{\text{viva}} = 300 \text{ Kg/m}^2$

Luz de cálculo de las viguetas pretensadas: $l = 6.55 \text{ m}$.

Separación entre Viguetas: $b = 0.50 \text{ m}$.

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

Carga Muerta: $CM = (117 + 80) * 0.50 = 98.5 \text{ Kg/m}$

Sobrecarga de uso: $SC = 300 * 0.50 = 150 \text{ Kg/m}$

La carga característica total sobre la vigueta es:

$q_k = 98.5 + 150 = 248.50 \text{ Kg/m}$ Cargas de servicio

$q_d = 1.6 * 248.5 = 397.60 \text{ Kg/m}$ Cargas ponderadas

Verificación de la Vigueta Pretensada:

Pretensar el hormigón consiste en aplicar una fuerza total que se produzca en las mismas tensiones contrarias a las que luego, en estado de servicio, producirán las cargas exteriores. De ahí la palabra pretensado, que significa tensión previa a la puesta de servicio.

La existencia de la fuerza de pretensado obliga a realizar en la pieza de hormigón pretensado algunas comprobaciones tensionales, fundamentalmente en dos instantes: Uno, en el de aplicación de la fuerza de pretensado. Otro en el estado de servicio de la pieza. Esta es una diferencia importante respecto a las piezas de hormigón armado.

Limitación de la fuerza de pretensado inicial:

De acuerdo a la normativa, la fuerza de pretensado inicial P_o , ha de proporcionar en las armaduras activas una tensión no superior al menor de los límites siguientes:

$$0.74 * f_{p \max k}$$

$$0.90 * f_{pk}$$

$f_{p \max k} = 18000.00 \text{ Kg/cm}^2$ Tensión de rotura última del acero pretensado, obtenida de la guía Técnica de CONCRETEC

$f_{pk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ Limite elástico característico del acero.

$$0.74 * f_{p \max k} = 0.74 * 18000 = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.90 * f_{pk} = 0.90 * 5000 = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se considera un esfuerzo permisible de tensión en el acero de preesfuerzo, cuando se aplique la fuerza del gato, de:

$$f_{ps} = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión del hormigón a los 7 días:

El hormigón tendrá una resistencia del 70 % de la prevista a los 28 días.

$$f'_{ci} = 0.70 * 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada:

Las viguetas serán calculadas como elementos simplemente apoyados:

$$q = 248.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad \text{Carga de servicio}$$

$$L = 6.55 \text{ m} \quad \text{Luz de cálculo para las viguetas pretensadas}$$

Resolviendo la viga simplemente apoyada se tiene que:

$$R_A = R_B = 248.5 * 6.55 = 1627.68 \text{ Kg} / 2$$

$$R_A = R_B = 813.84 \text{ Kg}$$

$$M_d^{(+)} = \frac{q * L^2}{8} = 1332.66 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_d^{(+)} = 133265.89 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzos admisibles del Hormigón:

$$f_{ti} = 0.8 * \sqrt{f'_{ci}} = 0.8 * \sqrt{245} = 12.522 \text{ Kg/cm}^2$$

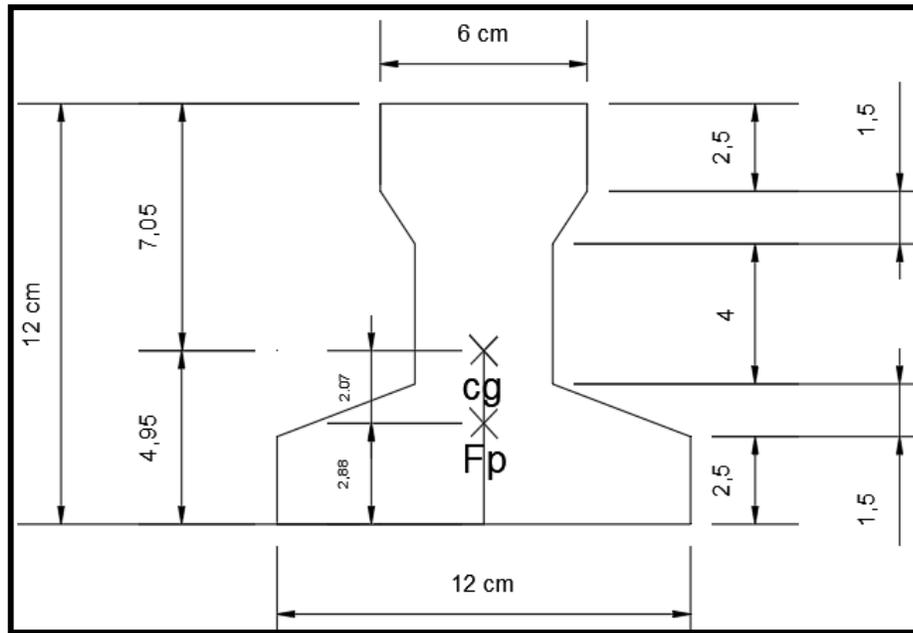
$$f_{ci} = -0.6 * f'_{ci} = -0.6 * 245 = -147.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -0.45 * f'_c = -0.45 * 350 = -157.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 1.6 * \sqrt{f'_c} = 1.6 * \sqrt{350} = 29.933 \text{ Kg/cm}^2$$

Consideraciones de las inecuaciones de condición:

Figura N° 3.20 Punto de Aplicación de la Fuerza de Pretensado (Fp)



Fuente: Elaboración Propia

Punto de aplicación de la fuerza de pretensado (Fp) con respecto al cg.

$$y_{cp} = \frac{\sum A_i * d}{\sum A_i} = \frac{0.126 * 3 * 1.5 + 0.126 * (1.5 + 5.5)}{0.126 * 4}$$

$$y_{cp} = 2.88 \text{ cm.}$$

El momento M_0 provocado por el peso propio de la vigueta pretensada será:

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$A_{\text{vigueta}} = 80.5 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * A_{\text{vigueta}}$$

$$l = 655 \text{ cm}$$

$$M_o = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(0,002 \cdot 80,5) \cdot 655^2}{8} = 10792,66 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

El momento para el cual se diseñan las viguetas, una vez puesta en servicio es:

$$M_T = \frac{q \cdot L^2}{8} = 1332,66 \text{ Kg} - m = 133265,89 \text{ Kg} - \text{cm} \text{ (Incluye el peso propio de la vigueta)}$$

Verificación de las inecuaciones de condición cuando solo actúan las tensiones producidas por el peso propio y la fuerza de pretensado

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada en $t = 0$ (Figura N° 3.18) son:

$A = 80.5 \text{ cm}^2$	Área de la sección transversal de la vigueta
$C_{20} = 4.95 \text{ cm}$	Brazo mecánico inferior
$C_{10} = 7.05 \text{ cm}$	Brazo mecánico superior
$I_{xc} = 1132.296 \text{ cm}^4$	Momento de Inercia con respecto al eje x
$f_c' = 350 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°P° a los 28 días
$e_0 = 4.95 - 2.88 = 2.07 \text{ cm}$.	Excentricidad desde el eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o en el momento de aplicar la fuerza a los tendones, a los 7 días de edad.

$$f_{ci}' = 0.70 \cdot 350 = 245 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 0.8 \cdot \sqrt{f_{ci}'}$$

Al realizar las operaciones y reemplazar en las inecuaciones se tiene que:

$$t = 0$$

$$1. \quad P_o \leq \left(\frac{f_{ti} + \frac{M_o \cdot c_{10}}{I_o}}{\frac{e_o \cdot c_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} \right)$$

$$P_o \leq 171054 \text{ Kg}$$

$$2. \quad P_o \leq \left(\frac{-f_{ci} + \frac{M_o * c_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * c_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} \right)$$

$$P_o \leq 9044 \text{ Kg}$$

Verificación de las inecuaciones en la situación de servicio:

Las propiedades geométricas de la sección compuesta homogenizada en $t = \infty$ (Figura N° 3.19) son:

$$A = 385 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta

$$n = 0.80$$

Coefficiente de eficiencia del pretensado

$$C_{2\infty} = 17.08 \text{ cm}$$

Brazo mecánico inferior

$$C_{1\infty} = 7.92 \text{ cm}$$

Brazo mecánico superior

$$I_{xc} = 19793.58 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia con respecto al eje x

$$e_{\infty} = 17.08 - 2.88 = 14.20 \text{ cm}$$

Excentricidad desde el eje neutro de la sección

homogeneizada al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Al realizar las operaciones y reemplazar en las inecuaciones se tiene que:

$$t = \infty$$

$$3. \quad P_o \geq \left(\frac{f_{cs} + \frac{Mt * c_{1\infty}}{I_{\infty}}}{\eta * \left(\frac{e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

$$P_o \geq -42219 \text{ Kg}$$

$$4. \quad P_o \geq \left(\frac{-f_{ts} + \frac{Mt * c_{2\infty}}{I_{\infty}}}{\eta * \left(\frac{e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

$$P_0 \geq 7160 \text{ Kg}$$

El conjunto solución para la fuerza de pretensado es el siguiente:

$$1. - P_0 \leq 171054 \text{ Kg}$$

$$2. - P_0 \leq 9044 \text{ Kg}$$

$$3. - P_0 \geq -42219 \text{ Kg}$$

$$4. - P_0 \geq 7160 \text{ Kg}$$



Verificación de la fuerza de pretensado:

Se verifica la fuerza de pretensado inicial:

$$P_0 = f_{ps} \cdot A_{ps}$$

$$f_{pu} = 18000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 18000 = 13320 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{ps} (\phi 4mm) = 0.126 \text{ cm}^2$$

$n_{(\phi 4mm)} = 5$ Número de cables a utilizar

$$A_{ps} = A_{ps} (\phi 4mm) \cdot n_{(\phi 4mm)} = 0,630 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 13320 \cdot 0,630 = 8391,6 \text{ Kg} \quad \text{Cumple}$$

$$A_{ps} (\phi 5mm) = 0.196 \text{ cm}^2$$

$n_{(\phi 5mm)} = 5$ Número de cables a utilizar

$$A_{ps} = A_{ps} (\phi 5mm) \cdot n_{(\phi 5mm)} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$P_0 = 13320 \cdot 0,98 = 13053,6 \text{ Kg No cumple}$$

Por lo tanto, se verifica que la fuerza de pretensado está dentro del conjunto solución:

$$4. -P_0 \leq P_0 \leq 2. -P_0$$

$$7160 \leq 8391,6 \leq 9044 \quad \text{Cumple}$$

Cumpliendo las verificaciones de los esfuerzos en la sección

En las viguetas de hormigón pretensado, que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, asumiendo un 20 % de pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, no deben superar las siguientes limitaciones de tensiones:

$$t = 0$$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -63,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{ti} = 12,522 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} = -133 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq f_{ci} = -147 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$t = \infty$$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = -32,62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq f_{cs} = -157,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(n \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} = 15,30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f_{ts} = 29,93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pérdidas de Pretensado:

Las pérdidas de pretensado son:

- Acortamiento elástico del Hormigón
- La relajación de la armadura activa posterior a la transferencia
- La retracción del hormigón posterior a la transferencia
- La fluencia del Hormigón

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20 %

Fuerza de pretensado efectivo:

$$P_0 = 8391,60 \text{ Kg}$$

Fuerza de Pretensado Inicial

$$\Delta P = 0,20 \cdot 8391,6 = 1678,32 \text{ Kg}$$
 Pérdida total de la fuerza de pretensado (P_0)

$$P_e = 8391,6 - 1678,32 = 6713,3 \text{ Kg}$$
 Fuerza de pretensado efectivo

Verificación de la deflexión:

Se calcula la deflexión debida a la carga total sobre el elemento como en cualquier otro miembro a flexión, pero se sobrepone a la deflexión del preesfuerzo.

La deflexión máxima permisible es de $L/400$; por lo tanto, se deberá cumplir:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{400}$$

Deflexión debido a la fuerza pretensora: Esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{P_e \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E_c \cdot I_{xc}}$$

$$P_e = 6713,3 \text{ Kg}$$

Fuerza de pretensado efectivo

$$e = 17,08 - 2,88 = 14,2 \text{ cm}$$
 Excentricidad

$$l = 655 \text{ cm}$$

Luz de la vigueta

$$I_{xc} = 19793,58 \text{ cm}^4$$

Inercia de la vigueta en el eje x

$$\Delta_{ps} = \frac{(-6713,3 \cdot 14,2) \cdot 655^2}{8 \cdot 250000 \cdot 19793,88}$$

$$\Delta_{ps} = -1,033 \text{ cm.}$$

Deflexión debido a la carga uniforme en el centro del claro y apoyo simple:

$$\Delta_{pp} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_{cp} \cdot I_{ss}}$$

$$q = 397.60 \text{ Kg/m} = 3.975 \text{ kg/cm}$$

$$E_{cp} = 282495.133 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{pp} = 1.70 \text{ cm}$$

Superposición de las deflexiones y verificación de la deflexión permisible:

$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} = -1,033 \text{ cm} + 1.70 \text{ cm} = 0.67 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm.}$$

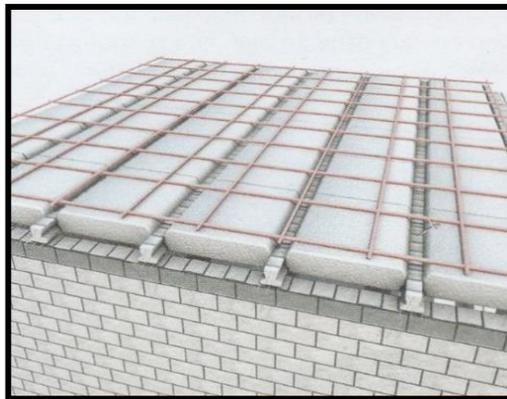
$$\Delta_{ps} + \Delta_{pp} \leq \frac{L}{500}$$

$$0.67 \leq 0.84 \quad \text{Cumple!!!}$$

Cálculo de la Armadura de Distribución:

Se recomienda colocar una armadura de distribución (parrilla) de 6 mm. cada 30 cm o 3.40 mm. y cada 20 cm. en ambas direcciones. Es importante que la ubicación de esta armadura sea lo más alta posible (3 a 4 cm. sobre el complemento).

Figura N° 3.21 Armadura de distribución de la losa alivianada



Cuya área A, en cm^2/m , cumple la siguiente condición:

$$A_{min} \geq \frac{50 * h_0}{f_{sd}} \geq \frac{200}{f_{sd}}$$

Donde:

A_{min} (cm^2/m): Es la armadura de reparto

h_0 : Espesor de la losa de compresión (cm)

f_{sd} : 434,78 Mpa Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (Mpa)

$$A_{min} \geq \frac{50.5}{434,78} \geq \frac{200}{434,78}$$

$$A_{min} \geq 0,56 \geq 0.46$$

Por lo tanto, la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0,56 \text{ cm}^2/m$$

Se considera un diámetro mínimo de las barras de : $\Phi = 6 \text{ mm.}$, $A_s = 0.283 \text{ cm}^2$ y una separación entre barras de 25 cm.

El número de barras necesarias cada metro es:

$$N^{\circ}Fe = \frac{A_s}{A_{s\phi 6}} = \frac{0.56}{0.283} = 2,1 = 3 \text{ barras/m}$$

$$A_{s\phi 6} = 3 * 0.283 \text{ cm}^2 = 0.849 \text{ cm}^2/m$$

Donde: **0.849 > 0.56 Cumple!!!**

Se utilizará como armadura de distribución:

4 Φ 6 mm c/25 cm cada metro

De acuerdo a la ficha técnica de viguetas pretensadas, se recomienda tomar en cuenta el diafragma o riostras transversales que son elementos usadas para rigidizar las losas. Además, ayudan a evitar la vibración de las losas. Estas riostras se consiguen

interrumpiendo la colocación de los complementos por espacio de 10 cm en concordancia con la solera de apuntalamiento. Esta riostra transversal a las viguetas, se aconsejan en losas de luces largas, con separación máxima entre ella de 2 m. Para ello se recomienda colocar en cada nervio de rigidez 2 Φ 10 mm.

Figura N° 3.22 Riostras Transversales en Losas Alivianadas



Fuente: Ficha Técnica PRETENSA

Tomando en cuenta esta recomendación, se colocará 2 Φ 10 mm a aquellas losas que sean necesarias para evitar posibles vibraciones.

Comentarios y evaluaciones de los resultados

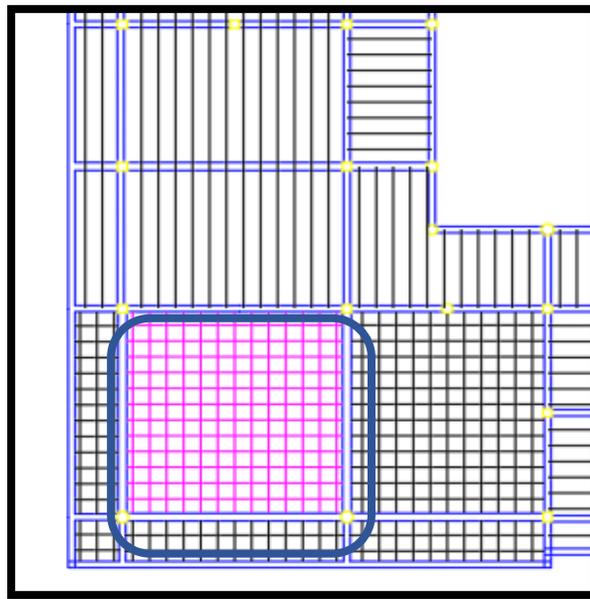
Se realiza la verificación de la losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo para que cumpla las condiciones de la fuerza de pretensado y los esfuerzos admisibles del hormigón de la vigueta seleccionada y proporcionada por el fabricante CONCRETEC.

La losa alivianada cuenta con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo, seleccionados de acuerdo a: las características de la edificación, el tipo de edificación, las luces máximas entre columna a columna y la calidad de los materiales; es por esta razón que se seleccionó este tipo de losa cumpliendo así todas las verificaciones exigidas por la normativa y recomendaciones del fabricante de la vigueta.

3.7.1.2. Losa Reticular

Esta losa, se diseñará a partir de las solicitaciones que el programa facilite, es correspondiente al forjado del nivel 5 de acuerdo a cómo se introdujo el número de plantas en el programa de cálculo. La dimensión de la losa reticular es de 6,60m x 6,60m. y se encuentra entre las columnas P1, P3, P6 y P7.

Figura N° 3.23 Losa reticular a verificar



Fuente: CYPECAD 2017

Dimensionamiento de la Losa Reticular

- Altura de la Losa reticular:

Según CBH-87:
$$h_{LR} \geq \frac{L}{28} = \frac{6,60\text{ m}}{28} = 0,24\text{ cm}$$

De acuerdo a Florentino Regalado:
$$\frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{6,60}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{6,60}{20} \rightarrow 0,275 \leq h_{LR} \leq 0,33$$

Se asume una altura de: $h_{LR} = 0,30 m$

- Separación entre nervios:

Según CBH-87: Separación máxima entre nervios es de 1m.

De acuerdo a Florentino Regalado: La separación de nervios no debe exceder 1m, ya que el análisis de cálculo se realiza para 1 metro.

Se asume: $e = 0,50 m$

- Espesor de la Losa de compresión:

CBH-87: $e > 3cm \text{ ó } \frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$

Florentino Regalado: $3cm \leq e \leq 10cm$

Se adoptara un espesor de: $c = 5cm$

- Base de Nervio:

Según CBH-87: $b \geq 7 cm \text{ ó } \frac{h}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 cm$

De acuerdo a Florentino Regalado: $b \geq 7 cm \text{ ó } b \geq 0,28.H = 8,40 cm$

Se adopta una base de nervio de: $b = 10 cm$

- Recubrimiento mecánico:

$$r_m \leq r_{min} + \phi_{base} + \frac{\phi_{base}}{2}$$
$$r_m \leq 2cm + 1cm + \frac{1cm}{2} = 3,50 cm$$

Datos Geométricos Losa N° R2:

Espesor de la losa = 30 cm

Losa de compresión = 5 cm

Ancho de nervio = 10 cm

Altura del nervio = 25 cm

Separación libre entre nervio = 40 cm

Peso específico del hormigón = 2500 kg/m³

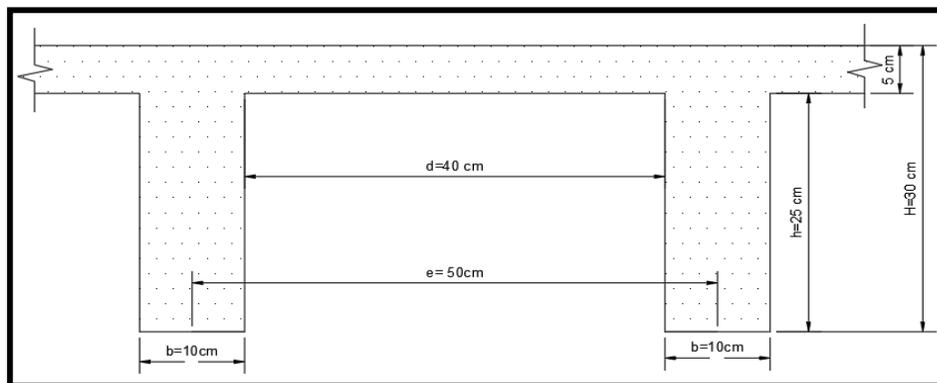
Resistencia característica del hormigón a compresión: $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de seguridad del límite elástico del acero $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de seguridad de la resistencia del hormigón $\gamma_c = 1.50$

Figura N° 3.24 Dimensiones de la Losa reticular empleada en el diseño



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la Norma ACI, el ancho de nervio debe cumplir la siguiente relación:

$$b \geq \frac{h_{LR}}{3,50} \quad \rightarrow \quad 10 \text{ cm} \geq \frac{30 \text{ cm}}{3,5} = 8,57 \text{ cm}$$

Si cumple con la relación la losa reticular puede calcularse como una placa o losa maciza, caso contrario se debe calcular como vigas de pequeña longitud.

En nuestro caso, al cumplir la relación la losa reticular puede calcularse como una placa o losa maciza.

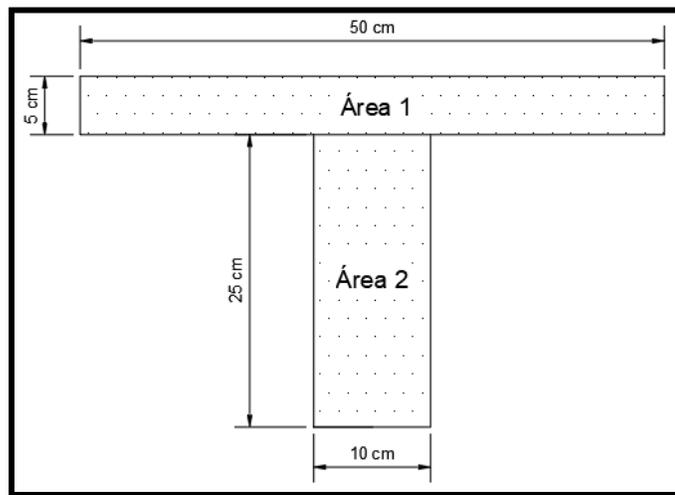
Diseño a flexión Armadura

Para determinar los momentos y deformaciones de la losa, se empleará el método de Coeficientes (únicamente para el cálculo de los momentos y deformaciones).

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

- Altura equivalente a inercia constante

Figura N° 3.25 Altura Equivalente



Fuente: Elaboración Propia

$$y_g = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{A_t} = \frac{5 \cdot 50 \cdot 27,5 + 10 \cdot 25 \cdot 12,5}{5 \cdot 50 + 10 \cdot 25} = 20 \text{ cm}$$

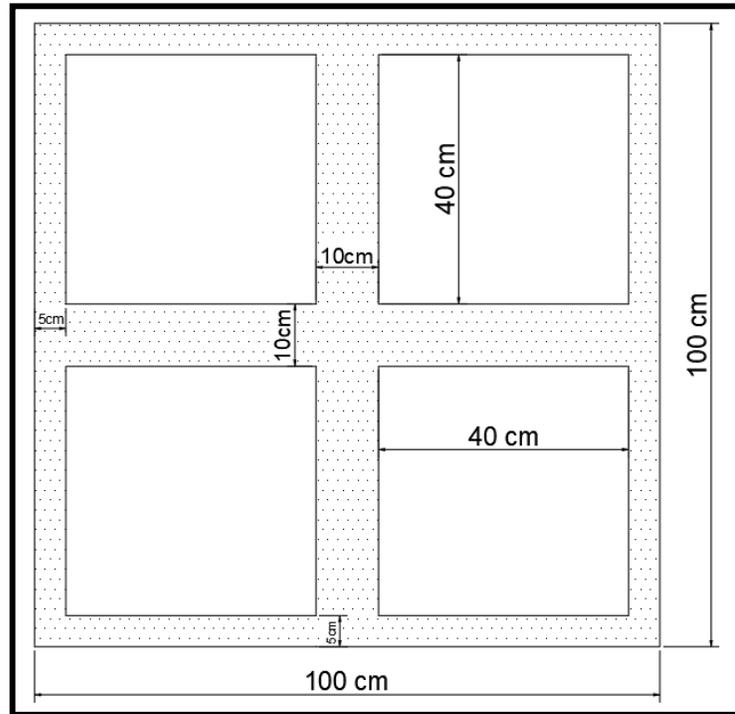
$$I_x = \sum (I_x + (d_i^2 \cdot A_i)) = \frac{50 \cdot 5^3}{12} + (50 \cdot 5) \cdot 7,5^2 + \frac{10 \cdot 25^3}{12} + (10 \cdot 30) \cdot 7,5^2$$
$$I_x = 44479,17 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow 44479,17 = \frac{50 \cdot h^3}{12}$$

$$h_{eq} = 22,02 \text{ cm} = 0,22 \text{ m}$$

- Determinación de las cargas de diseño en la losa (para 1m de longitud)

Figura N° 3.26 Losa Analizada



Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Peso de la loseta de compresión: } 1 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 2500 = 125 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso de los nervios: } ((2 \cdot 0,10 \cdot 0,25 \cdot 1) + (2 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 0,25)) \cdot 2500 = 225 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso propio de la Losa = 350 kg/m²

Carga muerta = 141,50 kg/m²

Sobrecarga = 300 kg/m²

La carga de diseño en la losa:

La combinación de carga ultima de diseño es:

$$q_u = 1,60 \cdot CM + 1,60 \cdot L$$

$$q_u = 1,60 \cdot (350 + 141,5) + 1,60 \cdot (300)$$

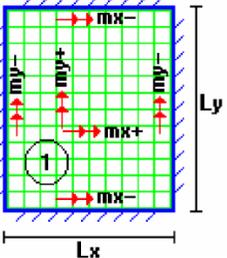
$$q_u = 1266,40 \frac{kg}{m^2}$$

Módulo de Elasticidad del hormigón:

$$E = 333\,000 \text{ kg/cm}^2 = 3,33 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$$

- Diseño a Flexión

Tabla 3.9 Coeficientes para el Diseño de Losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas uniformes distribuidas

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	200	241	281	315	336	339
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	564	659	752	830	878	887
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	258	319	378	428	459	464
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	564	577	574	559	538	520
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	258	242	208	157	126	123

Fuente: "ROMO P. Marcelo", *Temas de Hormigón Armado M.Sc. Escuela Politécnica del Ejercito. 2008*

Las tablas completas de Coeficientes para el diseño de Losas nervadas se encuentran en el ANEXO 1.

Con: $l_x = 6,60 \text{ m}$ Menor dimension

$l_y = 6,60 \text{ m}$ Mayor dimension

La relación: $\frac{l_x}{l_y} = \frac{6,60}{6,60} = 1$

De la tabla anterior se obtiene:

$$\delta = 200$$

$$m_{y-} = 564$$

$$m_{y+} = 258$$

$$m_{x-} = 564$$

$$m_{x+} = 258$$

Con lo que se obtiene los siguientes resultados:

$$\Delta = 0,0001 \cdot \frac{q \cdot \delta \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} = 0,001352 \text{ cm}$$

$$M_{y-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y-} \cdot l_x^2 = 3111,27 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{y+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{y+} \cdot l_x^2 = 1423,24 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{x-} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x-} \cdot l_x^2 = 3111,27 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{x+} = 0,0001 \cdot q \cdot m_{x+} \cdot l_x^2 = 1423,24 \text{ kg.m/m}$$

El procedimiento de cálculo procede como explica la Norma CBH-87

Determinación de las Armaduras:

Datos:

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad h_f = 5 \text{ cm}$$

$$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 \quad b_w = 10 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 26,5 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2 \quad e = 50 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad luz = l = 660 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal

$$\frac{h_f}{h} = \frac{5}{30} = 0,167 \quad ; \quad \frac{l}{b_w} = \frac{50}{10} = 5 \quad ; \quad \frac{2l}{b - b_w} = \frac{2 * 50}{50 - 10} = 2,5$$

Con los valores de las relaciones anteriores se entra a la siguiente tabla:

Tabla 3. 10 Viga T múltiples continua

Tabla de valores de $\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$										
Valores de $\frac{h_f}{h}$	Valores de $\frac{l}{b_w}$	Valores de $\frac{2l}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1
0,1	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1	1
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1	1
	100	0	0,21	0,42	0,6	0,75	0,89	0,96	1	1
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,9	0,96	1	1
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,9	0,96	1	1
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1	1
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,9	0,97	1	1
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1	1
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1	1
	200	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,93	0,98	1	1
0,2	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,9	0,97	1	1
	50	0	0,3	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1	1
	100	0	0,41	0,66	0,8	0,87	0,94	0,98	1	1
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1	1
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1	1
0,3	10	0	0,28	0,5	0,65	0,77	0,91	0,97	1	1
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1	1
	100	0	0,45	0,74	0,9	0,94	0,96	0,98	1	1
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1	1
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1	1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$K = 0,50$$

$$b_e = k \cdot (b - b_w) + b_w = 0,50 \cdot (50 - 10) + 10 = 30 \text{ cm}$$

Por normas:

$$b_1 = 8 h_f = 8 \cdot 5 \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 2 \cdot 40 + 10 = 90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} b_e = 30 \text{ cm} \\ b'_e = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} b_e \leq \text{menor valor}$$

Se adopta un $\rightarrow b_e = 30 \text{ cm}$

Se debe comprobar:

$$b_w \geq \frac{1}{8}(h - h_f) \rightarrow 10 \geq \frac{1}{8}(30 - 5) \rightarrow 10 > 3,125 \text{ Cumple}$$

$$l \leq 12 \cdot b \rightarrow 50 \leq 12 \cdot 50 = 600 \rightarrow 50 \leq 600 \text{ Cumple}$$

Momento positivo resistente de la losa

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$M_o = 0,85 \cdot 166,67 \cdot 30 \cdot 5 \cdot (25,5 - 0,5 \cdot 5) = 510010,2 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_o = 5100,10 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño

$$M_d = M_{x+} = 1423,24 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{m}$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o$$

Como $M_d \leq M_o \rightarrow$ La fibra “y” cae en la placa. La armadura de tracción se calcula como sección rectangular.

Dimensionamiento del nervio a flexión

Armadura inferior en dirección “X” (longitudinal)

$$\rightarrow M_d = 142324 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$

$$y = 26,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{142324}{0,425 \cdot 30 \cdot 26,5^2 \cdot 166,67}} \right] = 1,30 \text{ cm}$$

$$y = 1,30 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 30 \cdot 1,27 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 1,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_s \text{ mín} = 0,0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_s \text{ mín} = w_s \text{ mín} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 10 \cdot 26,5 = 0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_s \text{ mín} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 1,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obtención del número de fierros para un nervio

$$\text{Área de armadura para un nervio} = \frac{1,27}{2} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usarán 2Ø 10 mm

$$A_s \text{ Ø10mm} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$1,57 \text{ cm}^2 > 0,64 \text{ cm}^2$$

Elección = **2 Φ10 mm**

CYPECAD = **2 Φ10 mm**

De igual manera se realiza para los demás momentos calculados:

$$M_{x+} = 1423,24 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 1,27 \text{ cm}^2/m$$

$$M_{x-} = 3111,27 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 2,86 \text{ cm}^2/m$$

$$M_{y+} = 1423,24 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 1,27 \text{ cm}^2/m$$

$$M_{y-} = 3111,27 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 2,86 \text{ cm}^2/m$$

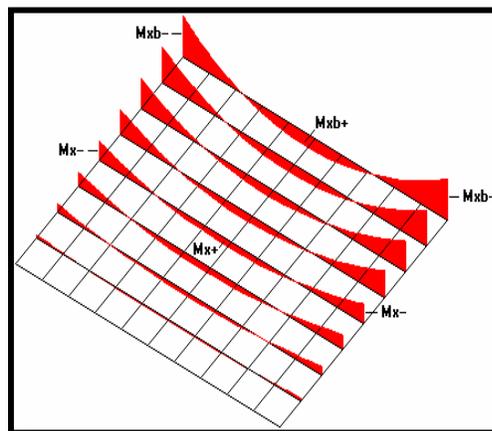
Resumen de resultados para los momentos máximos obtenidos

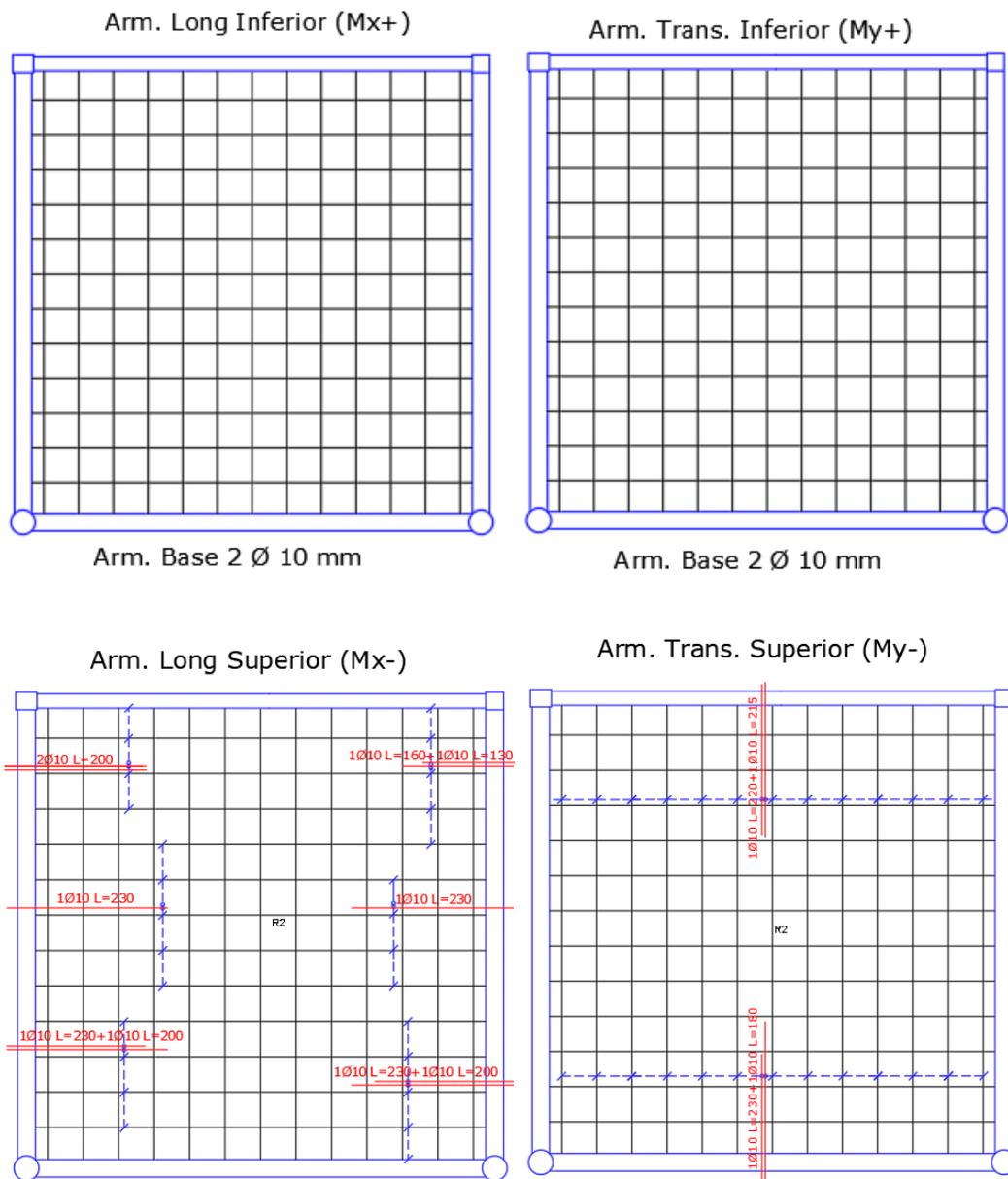
Tabla 3.11 Resultados de la Armadura de la Losa Reticular

Momentos	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Mx+	1,27	2 Φ 10mm c/Nervio	1,34	2 Φ 10mm c/Nervio	5,22
Mx-	2,86	2 Φ 10mm c/Nervio	2,89	2 Φ 10mm c/Nervio	1,03
My+	1,27	2 Φ 10mm c/Nervio	1,33	2 Φ 10mm c/Nervio	4,50
My-	2,86	2 Φ 10mm c/Nervio	2,87	2 Φ 10mm c/Nervio	0,34

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° 3.27 Grafica de los Momentos calculados en la losa reticular





Fuente: Elaboración propia

Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante

En dirección "X" (longitudinal)

$$V_d = 1561 \text{ Kg} \quad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot bw \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 26,5 = 1709,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1561 \text{ kg} \leq 1709,25 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

Armadura mínima para cortante:

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

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4347,83} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s = 0,77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 2 nervios)} \qquad A_s = 0,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 1 nervio)}$$

Se adopta una barra de diámetro de 6 mm.

Máxima separación de estribos según Norma CBH-87 haciendo cumplir el punto 8.2.3.3. de la norma se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 3 \cdot b_w = 36 \text{ cm}$$

Se asume una separación máxima de $s = 30 \text{ cm}$.

La longitud donde se pondrá los estribos es de 100 cm, por tanto, la cantidad es:

$$N^{\circ}B = \frac{100}{s} + 1 = \frac{100}{30} + 1 = 4,33 = 5 \text{ barras}$$

Disposición 5Ø 6mm cada 30 cm

En dirección "Y" (transversal)

$$V_d = 1501 \text{ Kg} \qquad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 26,5 = 1709,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1501 \text{ kg} \leq 1709,25 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

Armadura mínima para cortante:

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

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4347,83} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s = 0,77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 2 nervios)} \qquad A_s = 0,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 1 nervio)}$$

Se adopta una barra de diámetro de 6 mm.

Máxima separación de estribos según Norma CBH-87 haciendo cumplir el punto 8.2.3.3. de la norma se tiene:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Se asume una separación máxima de $s = 30 \text{ cm}$.

La longitud donde se pondrá los estribos es de 100 cm, por tanto, la cantidad es:

$$N^{\circ}B = \frac{100}{s} + 1 = \frac{100}{30} + 1 = 4.33 = 5 \text{ barras}$$

Disposición 5Ø 6mm cada 30 cm

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando fisuraciones y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Según la norma CBH-87 en su tabla 8.1.7.3, la cuantía de refuerzo de retracción y temperatura deben ser al menos igual a 0.0015 para aceros de grado 500.

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

A_s = Armadura de reparto en una dirección (cm^2/m)

b_w = Espesor del nervio (cm) = 10cm

d = Canto útil (cm) = 26,50 cm

Según norma $A_s = 0,46 \text{ cm}^2$

$$A_s = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ } \emptyset 6} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{4\emptyset 6} = 4 * 0.28 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Por lo que se dispondrá una malla de varillas de ¼" Φ 6mm cada 25 cm, en ambas direcciones, o sea que se estaría disponiendo de un área de acero $A_s = 1.12 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Comprobación de Flechas en forjados reticulares

De acuerdo a lo que refiere la Norma CBH-87 el valor de la flecha vertical en caso de vigas o forjados que vayan a soportar muros o tabiques que han sido construidos con mortero de cemento, la flecha máxima admisible será $\frac{l}{500}$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{6600mm}{500} = 13,2 \text{ mm}$$

Deflexión máxima real de la losa: 4,06 mm

$$\Delta_{adm} = 13,2 \text{ mm} > \Delta_{real} = 4,06 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87, se indica que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas; por este motivo se decidirá según el siguiente cálculo:

$$M_u^- > M_{lim} \quad \text{Necesita ábaco}$$

$$M_u^- < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

$$x_{lim} = \frac{3}{8} \cdot d = 9,94 \text{ cm}$$

$$y_{lim} = 0,80 \cdot x_{lim} = 7,95 \text{ cm}$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot \phi \cdot fcd \cdot b \cdot y_{lim} \cdot \left(d - \frac{y_{lim}}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot 166,67 \cdot 20 \cdot 7,95 \cdot \left(26,5 - \frac{7,95}{2}\right)$$

$$M_{lim} = 456647,20 \text{ kg.cm} = 4566,47 \text{ kg.m}$$

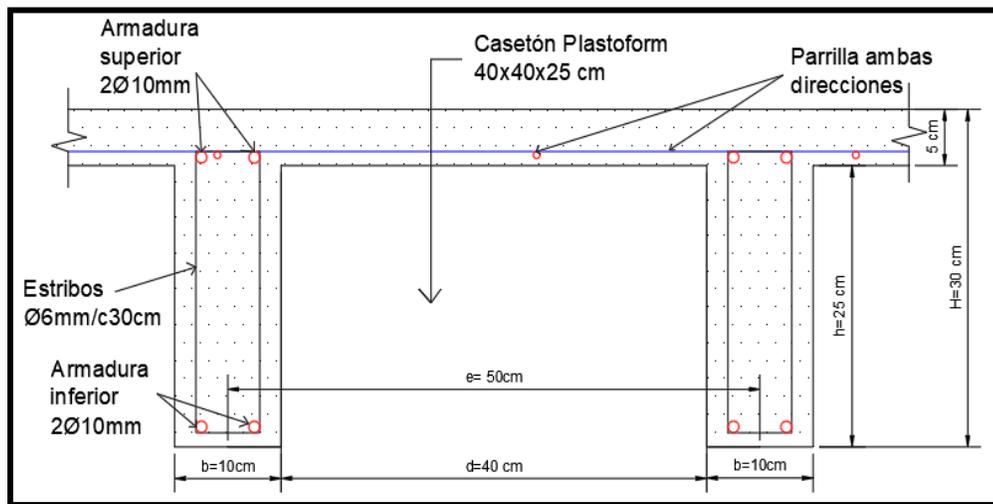
$$M_x^- = 3111,17 \text{ kg.m/m}$$

$$M_y^- = 3111,17 \text{ kg.m/m}$$

$$M_x^- < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

$$M_y^- < M_{lim} \quad \text{No necesita ábaco}$$

Figura N° 3.28 Armado de Losa Reticular H=30 cm (Bordes de la losa)



Fuente: Elaboración propia

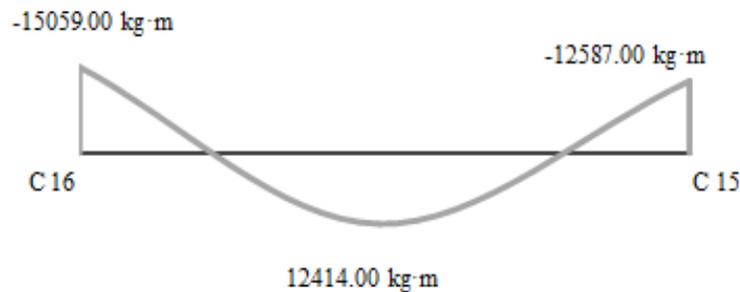
3.7.2. Diseño de Viga

Las vigas fueron diseñadas a flexión; por lo que, las dimensiones de las vigas rectangulares son tres 25x45 cm., 25x50 cm., 20x30 cm. y 20x40 cm.

A continuación, se realiza la verificación de la viga más solicitada. (Sección Crítica). Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos de la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones (envolvente de diseño).

Verificación de estados límites últimos

Para realizar el cálculo de la armadura en las vigas, se escoge la viga comprendida en el pórtico 45 y entre las columnas 16 y 15 sección 25 x 45 cm. del nivel +3.65 m.



Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 17 entre C-16 y C-15

Datos:

Momento Máximo Positivo Mayorado	Md=12414 Kg-m
Canto de la Viga	h = 45 cm
Base de la Viga	bw = 25 cm
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	r = 3 cm
Canto Útil de la Sección	d = 45 cm - 3 cm = 42 cm
Resistencia del Hormigón	f _{ck} = 250 Kg/cm ²
Resistencia del Acero	f _{yk} = 5000 Kg/cm ²
Resistencia de cálculo del Hormigón	f _{cd} = 166.67 kg/m
Resistencia de cálculo del acero	f _{yd} = 4347.83 kg/ cm ²

Cuantía mínima

$$w_{\min} = 0.0028$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_f = 1.6$$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1241400 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (42 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0.1689$$

Entonces: $\mu_{\text{lim}} = 0.319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{\text{lim}}$ no se necesita armadura a compresión

$$0.1689 < 0.319$$

Calculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”

Con: $\mu_d = 0,1689$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,1910$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1910 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 7,69 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima: $A_{s\text{min}}$

El código CBH-87 recomienda la armadura mínima para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{\min} = 0,0028$$

$$A_{s\text{min}} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} = 2,94 \text{ cm}^2$$

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

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 7,69 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 16$ mm con un área de $A_s \Phi_{16} = 2,01 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi_{16} + 2\Phi_{16}$$

$$A_{s\Phi_{16}} = 4 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 8,042 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_s \text{ real} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $2\Phi_{16} \text{ mm} + 2\Phi_{16} \text{ mm}$

Elección = **$2\Phi_{16} \text{ mm} + 2\Phi_{16} \text{ mm}$**

CYPECAD = **$2\Phi_{16} \text{ mm} + 2\Phi_{16} \text{ mm}$**

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C-16

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 15059 \text{ Kg-m}$

Canto de la Viga $h = 45 \text{ cm}$

Base de la Viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1505900 \text{ kg. cm}}{25 \text{ cm} \cdot (42 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,2049$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0,2049 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0,2049$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,2396$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,2396 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 9,65 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 9,65 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 25 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi25} = 4,90 \text{ cm}^2$, y el diámetro: $\Phi = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi10} = 0,79 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi25 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi25} = 2 \cdot 4,909 \text{ cm}^2 = 9,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi10} = 2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{sreal} = 11,38 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2 $\Phi25$ + 2 $\Phi10$ mm

Elección = 2 $\Phi25$ + 2 $\Phi10$ mm

CYPECAD = 2 $\Phi25$ + 2 $\Phi10$ mm

Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado derecho apoyado sobre C-15

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado

$$M_d = 12587 \text{ Kg-m}$$

Canto de la Viga

$$h = 50 \text{ cm}$$

Base de la Viga

$$b_w = 25 \text{ cm}$$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1258700 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{25 \text{ cm} \cdot (42 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,1713$$

Entonces: $\mu_{lim} = 0,319$ valor obtenido en función al tipo de acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Como:

$\mu_d < \mu_{lim}$ no se necesita armadura a compresión

$$0,1713 < 0,319$$

Cálculo de la armadura en tracción:

Determinación de la cuantía mecánica: De la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta se obtiene “ ω_s ”.

Con: $\mu_d = 0,1713$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,1941$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1941 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 7,82 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 42 \text{ cm} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 7,82 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi16} = 2,01 \text{ cm}^2$, y el diámetro: $\Phi = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s\Phi10} = 0,79 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 4\Phi16 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi16} = 4 \cdot 2,01 \text{ cm}^2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\Phi10} = 2 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

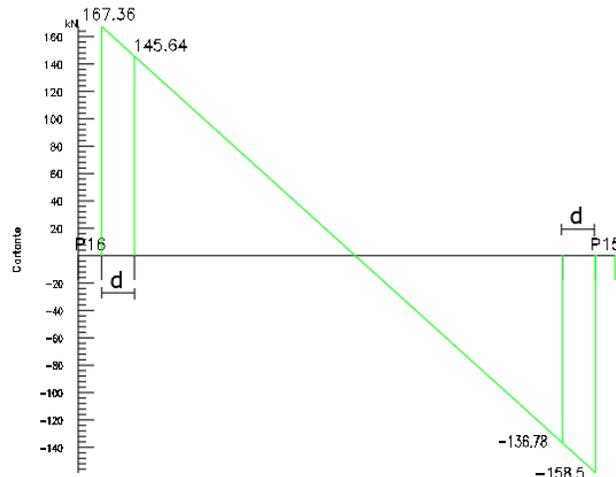
$$A_s \text{ real} = 9,61 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 16 + 2 Φ 10mm

Elección = 4 Φ 16 + 2 Φ 10 mm

CYPECAD = 4 Φ 16 + 2 Φ 10 mm

**Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-16
lado izquierdo de la viga**



El cortante de diseño es $V_d = 14564 \text{ kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo, debido, a que a partir de esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$$V_d = 14564 \text{ Kg}$$

La determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 6777,72 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 14564 \text{ kg} < 6777,72 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 52500 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 7786,28 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 4,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{2,37 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 9 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{9} = 11 \text{ cm}$$

Elección = $\Phi 6 \text{ mm c}/11 \text{ cm}$

CYPECAD = $\Phi 6 \text{ mm c}/11 \text{ cm}$

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-15 lado derecho de la viga

El cortante de diseño es $V_d = 13678 \text{ kg}$ (cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo).

Nota: Se diseña con el cortante ubicado a una distancia “d” desde la cara del apoyo debido a que a partir a esa distancia aparece la fisura por el corte.

Datos:

$V_d = 13678 \text{ Kg}$

Determinación de la resistencia convencional del hormigón a esfuerzo cortante es:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 6777,72 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 13678 \text{ kg} < 6777,72 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 52500 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 6900,28 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 3,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 1,89 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{1,89 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 7 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 14 \text{ cm}$$

Elección = **$\Phi 6\text{mm c}/14 \text{ cm}$**

CYPECAD = **$\Phi 6\text{mm c}/14 \text{ cm}$**

Armadura de corte mínima:

$L = 300 \text{ cm}$

La separación máxima entre C-16 y P-15 (vano central) será:

$$s \leq 0,85 \cdot d \rightarrow s \leq 30 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{300 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 10 \text{ barras}$$

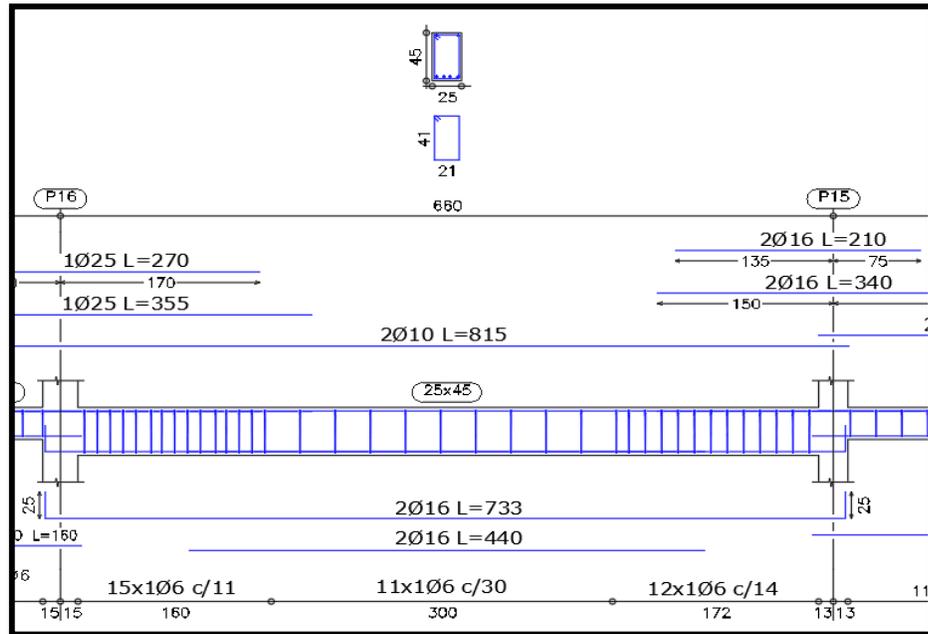
Elección = **$\Phi 6\text{mm c}/30 \text{ cm}$**

En resumen, la cantidad de estribos a utilizar es:

Elección = **$\Phi 6\text{mm c}/11 \text{ cm}$, $\Phi 6\text{mm c}/12 \text{ cm}$, $\Phi 6\text{mm c}/14 \text{ cm}$**

CYPECAD = **$\Phi 6\text{mm c}/11 \text{ cm}$, $\Phi 6\text{mm c}/12 \text{ cm}$, $\Phi 6\text{mm c}/14 \text{ cm}$**

Figura N° 3.29 Armado de la Viga 17



Fuente: CYPECAD 2017

Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 0.945 \text{ cm}$$

Pero según recomendación de la norma CBH-87 en el punto 9.9.10.4.3, la flecha máxima no debe de exceder el valor de la siguiente expresión:

$$f_{max} = \frac{l}{500} = \frac{660 \text{ cm}}{500} = 1.32 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que la flecha máxima no sobrepasa la admisible; por lo tanto, está correcto.

Comentarios de los resultados

La verificación del diseño de la viga a flexión en estados límites últimos refleja una gran similitud en cuanto al cálculo realizado y la armadura que el programa CYPECAD proporciona, tanto en las armaduras longitudinales positivos y negativos, y armadura transversal donde las dispone de una manera óptima en la parte central y extremos de la viga.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	8,04	2 Φ 16mm + 2 Φ 16mm	8,04	2 Φ 16mm + 2 Φ 16mm	0
Negativa (lado izquierdo)	11,38	2 Φ 10mm + 2 Φ 25mm	11,38	2 Φ 10mm + 2 Φ 25mm	0
Negativa (lado derecho)	9,61	2 Φ 10mm + 4 Φ 16mm	9,61	2 Φ 10mm + 4 Φ 16mm	0
Transversal izquierdo	2,37	Φ 6mm c/11cm	2,37	Φ 6mm c/11cm	0
Transversal derecho	1,89	Φ 6mm c/14cm	1,89	Φ 6mm c/14cm	0
Transversal central	2,83	Φ 6mm c/30cm	2,11	Φ 6mm c/30cm	9

3.7.3. Diseño de la Columna

Las columnas fueron diseñadas a flexión esviada, las dimensiones de las columnas son de 25x25 cm y 25x30 cm de acuerdo a dimensiones mínimas recomendada por la Norma CBH-87 y la dimensión de las columnas circulares es de 30 cm diámetro.

A continuación, se realiza la verificación de una de las columnas más solicitada. Los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD, usándose los esfuerzos correspondientes a la peor combinación que produce las mayores tensiones y/o deformaciones. La columna C-19, presenta los siguientes datos:

Datos C-19:

Resistencia característica de H°A°	$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia característica de acero	$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$
Recubrimiento	$r = 3 \text{ cm}$
Dimensiones	$b = 25 \text{ cm.}; h = 25 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 3.45 \text{ m}$
Referencia	C-19
Axil de cálculo	$N_d = 53910 \text{ kg}$

Momento de cálculo en dirección x

$$M_{dx} = 50 \text{ kg-m}$$

Momento de cálculo en dirección y

$$M_{dy} = 3970 \text{ kg-m}$$

Resistencias Minoradas de los materiales:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.5} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

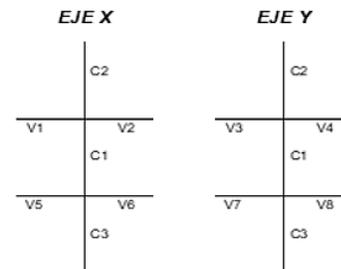
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de pandeo:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

VISTA FRONTAL



Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
Columna 1 (C1)	345	25	25	32552	32552
Columna 2 (C2)	380	25	25	32552	32552
Columna 3 (C3)	140	25	25	32552	32552
Viga 1 (V1)	450	20	40	106667	26667
Viga 2 (V2)	450	20	40	106667	26667
Viga 3 (V3)	630	25	45	189844	58594
Viga 4 (V4)	200	25	30	56250	39063
Viga 5 (V5)	450	20	40	106667	26667
Viga 6 (V6)	450	20	40	106667	26667
Viga 7 (V7)	630	20	40	106667	26667
Viga 8 (V8)	200	20	35	71458	23333

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{yV4}}{L_{V4}}} = 0.24$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 0.26$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 0.52$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{xV9}}} = 0.51$$

Traslacionalidad o Intraslacionalidad de la estructura:

Según el libro Proyecto y Cálculo de Estructuras Tomo II de J. Calavera en su capítulo 45.2.1. indica que en el caso de una estructura de edificación de menos de 15 plantas en las que el corrimiento horizontal máximo en el dintel de la última planta, no supere $\frac{1}{750}$ de la altura total, se considera un pórtico intraslacional. Entonces:

Desplazamiento máximo en “y” del pilar = 1,93 mm

Altura Total = 7.45 m. = 7450 mm.

$$\frac{1}{750} * 7450 \text{ mm} > 1.93 \text{ mm}$$

$$9.93 \text{ mm} > 1.93 \text{ mm}$$

Se considera pórtico **Intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura N° 2.13, correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α .

$$\alpha_x = 0.65$$

$$\alpha_y = 0.65$$

Se tomará el valor de “ α ” mayor

$$\alpha = 0.65$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_o = \alpha * L = 0,65 * 345 = 224,25 \text{ cm}$$

Valores límites de la esbeltez:

$$\lambda < 35 \text{ pieza considerada corta}$$

$35 \leq \lambda \leq 100$ puede calcularse excentricidad adicional

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{224,25}{\sqrt{\frac{32552}{625}}} = 31,07$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_g = \frac{l_o}{h} = \frac{224,25}{25} = 8,97$$

Esbeltez mecánica $\lambda = 31,07 < 35$

Esbeltez geométrica $\lambda = 8,97 < 10$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $\lambda < 35$, es una columna corta; por lo tanto, no hay pandeo, la excentricidad de pandeo es cero.

Cálculo de las excentricidades:

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 0,10 \text{ cm} \qquad e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 7,36 \text{ cm}$$

Excentricidad Accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{30}{20} = 1,5 \text{ cm} < 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

Excentricidad total

$$e_{(xy)m\acute{a}x} = e_o + e_{fic} + e_a$$

$$e_{fX} = 0,10 + 2 + 0 = 2,10 \text{ cm} \quad ; \quad e_{fY} = 7,36 + 2 + 0 = 9,36 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

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

$$U_c = 166,67 * 25 * 25$$

$$U_c = 104168,75 \text{ Kg}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{53910}{104168,75} = 0.52$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_x}{U_c * h} = \frac{53910 * 2,10}{104168,75 * 25} = 0.043$$

$$\mu_y = \frac{N_d * e_y}{U_c * b} = \frac{53910 * 9,36}{104168,75 * 25} = 0.20$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta (ANEXO 1) para flexión esviada de secciones rectangulares en el sector correspondiente al valor de v de que se trate; con los valores μ_1 y μ_2 , se obtiene la cuantía mecánica total ω . Como $\mu_x > \mu_y$ se entra en el ábaco con $\mu_1 = 0.20$ y $\mu_2 = 0.043$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$v = 0.52 \qquad \omega = 0.28$$

La armadura longitudinal necesaria será:

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,28 \cdot 25 \cdot 25 \cdot 166,67}{4347,83} = 6,70 \text{ cm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0.0050$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 4.50 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 12 mm (esquinas) + 2 Φ 12 (lateral)

$$A_{s\Phi 12} = 6 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 6,78 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 12 (esquinas) + 2 Φ 12 (lateral)

Elección = **4 Φ 12 + 2 Φ 12**

CYPECAD = **4 Φ 12 + 2 Φ 12**

- **Armadura transversal**

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 25 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.2 = 18 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 12 = 3 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

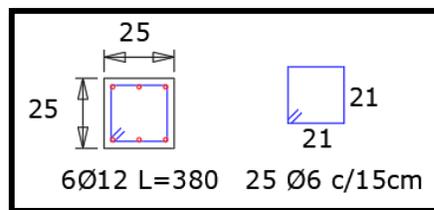
Se utilizará: $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$

Comentarios y evaluaciones de los resultados

Para la verificación de la columna cuadrada, los datos fueron obtenidos del programa CYPECAD. De acuerdo a los resultados, se nota que el armado que realiza el software y el que se adopta de forma manual son iguales, como se muestra en la siguiente tabla.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	6,78	6 Φ 12mm	6,78	6 Φ 12mm	0
Transversal	1,98	Φ 6mm c/15 cm	1,98	Φ 6mm c/15cm	0

Figura N° 3.30 Armado de la Columna



Fuente: CYPECAD 2017

3.7.4. Diseño de Obras Complementarias

3.7.4.1. Escalera

Los datos generales de la escalera son los siguientes:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_1 = 3,30 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampla.

$$L_2 = 1,90 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

$$Z = 3,60 \text{ m}$$

Desnivel a salvar.

$$a = 1,85 \text{ m}$$

Ancho de la rampla.

$$B = 3,70 \text{ m}$$

Ancho total del descanso.

$$t = 0,20 \text{ m}$$

Espesor de la losa.

$$r = 0,030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

$$h = 0,300 \text{ m}$$

Huella.

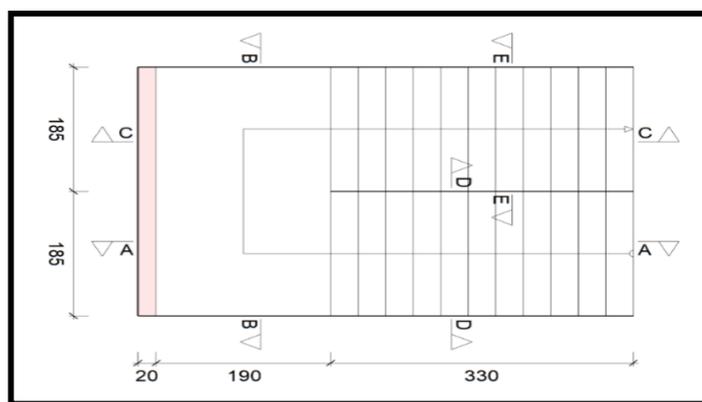
$$ch = 0,15 \text{ m}$$

Contra huella.

$$N = 24$$

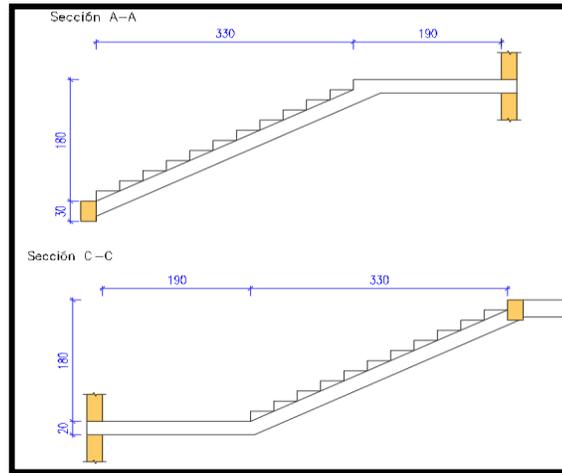
Número de peldaños.

Figura N° 3.31 Vista en planta de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2017

Figura N° 3.32 Características Geométricas de la Escalera



Fuente: CYPECAD 2017

Dado que, las características geométricas de la escalera de subida como la de bajada son simétricas, solo bastará con verificar una de ellas y la otra tomará la misma disposición de la armadura. Por lo tanto, solo se comprobará la losa de subida.

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

Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,85 * 3,30 = 6,105 \text{ m}^2$$

$$q_{rampla} = t * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * a = 0,20 * 2400 * 1,85 = 888 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,30 * 0,15}{2} * 1,85 = 0,0416 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} * N^{\circ}_{peld} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,0416 * 2400 * 12 = 1198,08 \text{ kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} * a = \frac{1198,08}{6,105} * 1,85 = 363,05 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,85 = 133,2 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 50 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{escalón} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1434,25 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^o * L_2 = 0,20 * 2400 * 1,90 = 912 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 72 * 1,90 = 136,8 \text{ kg/m}$$

$$Carga Muerta total = q_{descanso} + q_{acabados} = 1048,8 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga:

La sobrecarga de uso se determina mediante el tipo de edificación y se obtiene de la tabla de la NB-87, la cual es de 400 kg/m^2

$$Sobrecarga = q_{sc} * a = 400 * 1,85 = 740 \text{ kg/m}$$

Consideraciones para la disposición de la armadura en la escalera:

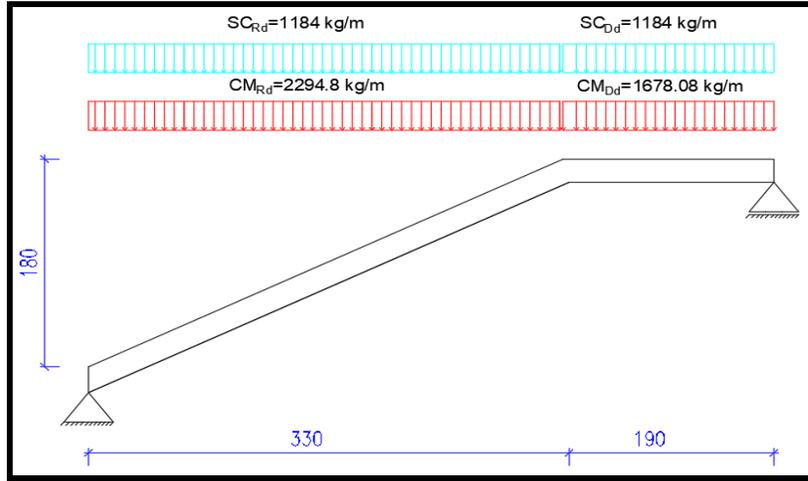
Los momentos de empotramiento perfecto se presentan solo excepcionalmente, cuando la placa va unida a una pieza de gran rigidez.

Para el caso de empotramiento perfecto, puede tomarse, el momento de empotramiento y el de vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma proporcionada por el cálculo, lo cual resulta especialmente adecuado si el armado se hace con mallas electro soldadas. Si el empotramiento se realiza en una viga, se recomienda colocar armaduras negativas para resistir los momentos perfectos en la situación de servicio; pero al calcular las armaduras de vanos, en la situación de agotamiento, debe suponerse que la viga es un apoyo simple, ya que, al fisurarse, disminuirá su rigidez torsional de forma decisiva.

Y para el cálculo de la armadura principal se calculará como si fuese una viga. Transversalmente, se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20% de la principal en los $3/5$ centrales de la luz. Aplicando estas consideraciones, la escalera puede ser diseñada como se indica a continuación:

Para la armadura de vano: Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

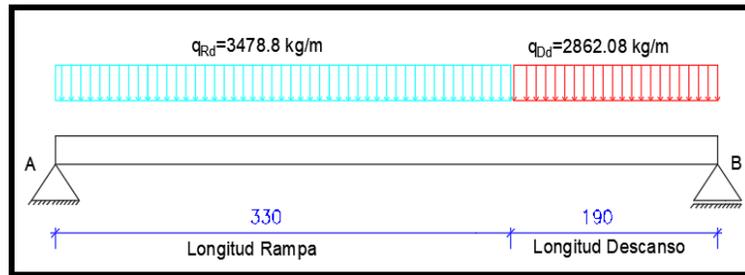
Figura N° 3.33 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura principal



Fuente: Elaboración Propia

Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

Figura N° 3.34 Consideración como una losa plana y simplemente apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(2294.8 + 1184) * 3,3^2}{2} + (1184 + 1678,08) * 1,9 * (\frac{1,9}{2} + 3,3)}{3,3 + 1,9}$$

$$= 8087,18 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = (2294,8 + 1184) * 3,3 + (1184 + 1678,08) * 1,9 - 8087,18 = 8830,81 \text{ kg}$$

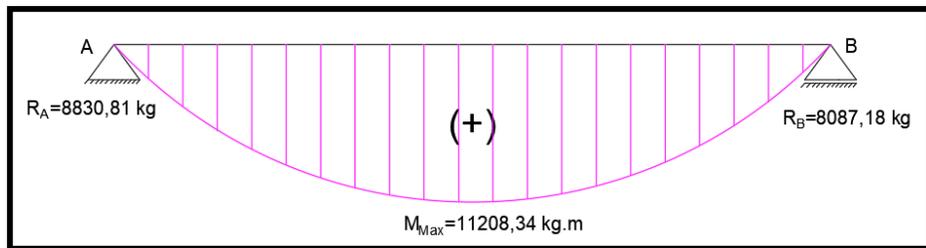
$$x = \frac{R_A}{CM_{Rd} + SC_{Rd}} = \frac{8830,81}{2294,8 + 1184} = 2,54 \text{ m}$$

$$M_{max}^+ = R_A * x - \frac{(CM_{Rd} + SC_{Rd}) * x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 8830,81 * 2,54 - \frac{(2294,8 + 1184) * 2,54^2}{2}$$

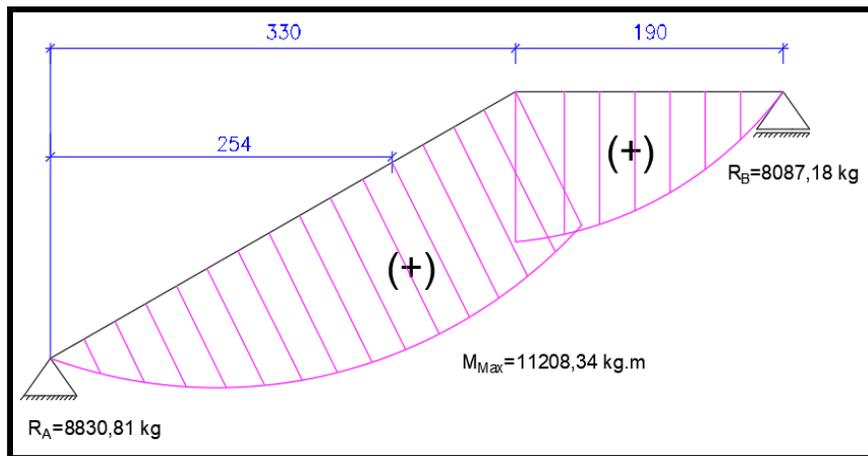
$$M_{max}^+ = 11208,34 \text{ kg} * \text{m}$$

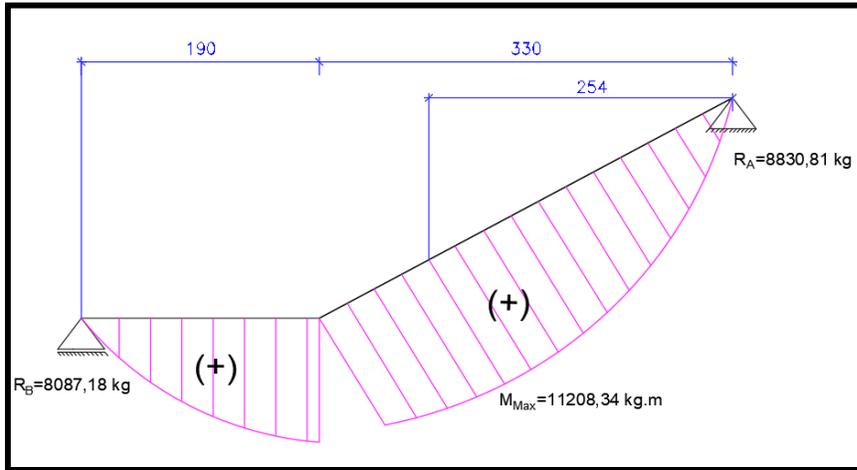
Figura N°3.35 Diagrama de momentos de la escalera, como losa plana



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°3.36 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real

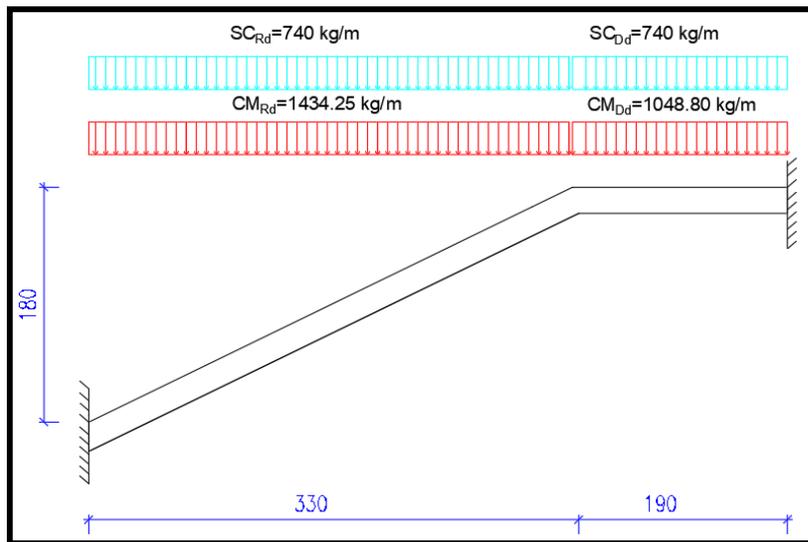




Fuente: Elaboración Propia

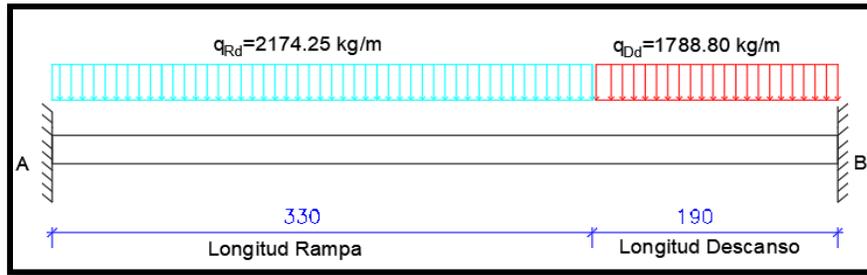
Para la armadura negativa: Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

Figura N°3.37 Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°3.38 Consideración como una losa plana, apoyo empotrado



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

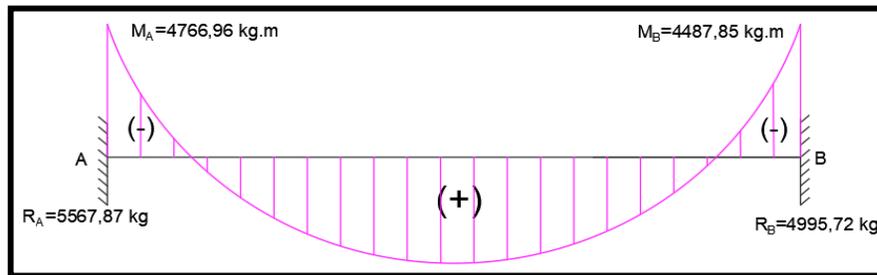
$$R_A = 5567,87 \text{ kg}$$

$$R_B = 4995,72 \text{ kg}$$

$$M_A = 4766,96 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

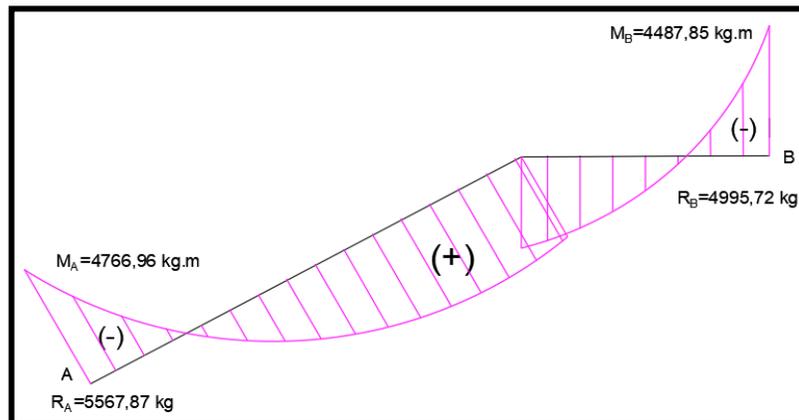
$$M_B = 4487,85 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

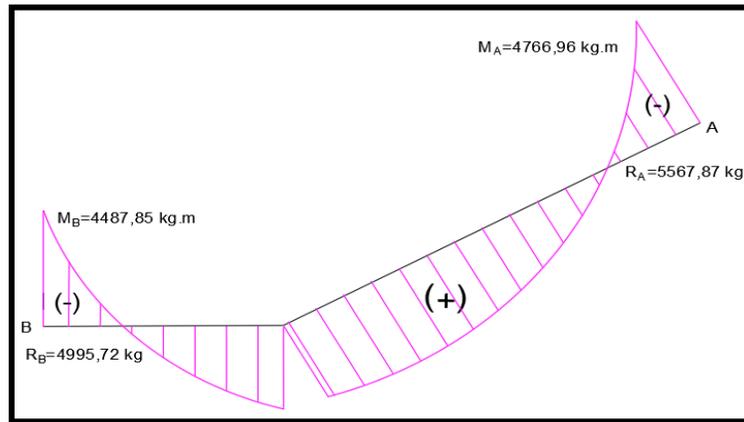
Figura N°3.39 Diagrama de momentos de la escalera, (empotrada)



Fuente: Elaboración Propia

Figura N°3.40 Diagrama de momentos de la escalera, esquema real





Fuente: Elaboración Propia

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$M_d = 11208,34 \text{ kg} \cdot \text{m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,85 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,20 \text{ m}$	Espesor de la losa.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,17 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,1258$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,126$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,1376$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 16,58 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s\ min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 4,72\text{cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s\ min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 16,58\ \text{cm}^2$$

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

$$N^{\circ}\ \text{de}\ \text{barras} = \frac{A_s}{A_{s\ \phi 12}} = 15,67 = 16\ \text{barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{185\ \text{cm}}{16\ \text{barras}} = 11,56\ \text{cm} = 10\ \text{cm}$$

Se adoptará 16 barras para un espaciamento de 0.10 m.

Con un área total de:

$$A_s = 16 \cdot 1,13 = 18,08\ \text{cm}^2$$

Dónde:

$$18,08\ \text{cm}^2 > 16,58\ \text{cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **16 $\Phi 12\ \text{mm}\ c/10$**

CYPECAD = **19 $\Phi 12\ \text{mm}\ c/10$**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Datos iniciales:

$M_d = 4766,96\ \text{kg} \cdot \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,85\ \text{m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,20\ \text{m}$	Espesor de losa perpendicular.
$r = 0,030\ \text{m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,17\ \text{m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,0535$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ El momento reducido de cálculo es menor al momento reducido límite, por lo tanto la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,0535$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0560$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 6,75 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 4,72 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\phi = 10$ mm con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = 8,60 = 9 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{185 \text{ cm}}{9 \text{ barras}} = 20,56 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Se adoptará 9 barras para un espaciamiento de 0,20 m.

Con un área total de:

$$A_s = 9 \cdot 0,785 \text{ cm}^2 = 7,065 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$7,065 \text{ cm}^2 > 6,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **9 $\Phi 10$ mm c/20**

CYPECAD = **10 $\Phi 10$ mm c/20**

Cálculo de la armadura de reparto: Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 16,58 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 \cdot A_s = 2,98 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diámetro de $\emptyset = 8$ mm con un área de $A_{s \phi 8} = 0,503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = 6 \text{ barras}$$

Con un área total de:

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

Dónde:

$$3,02 \text{ cm}^2 > 2,98 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = $\Phi 8$ mm c/20

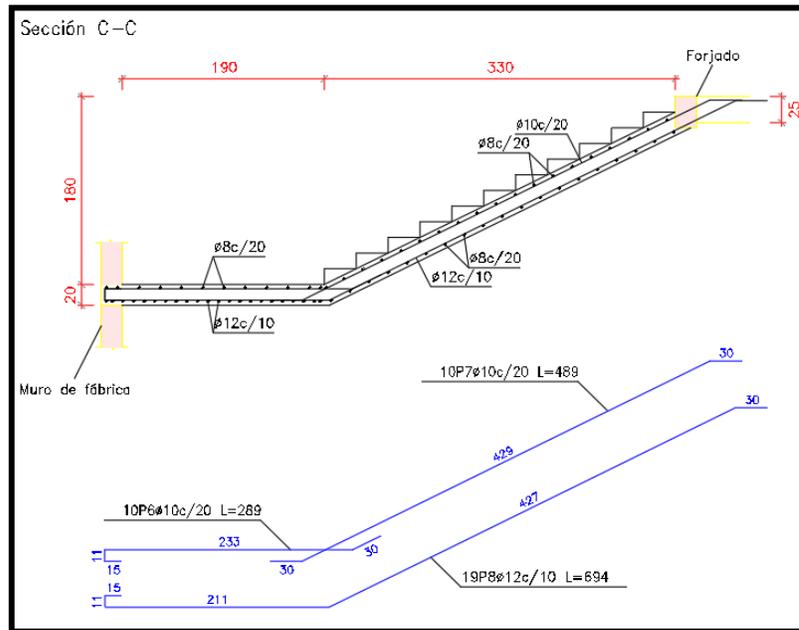
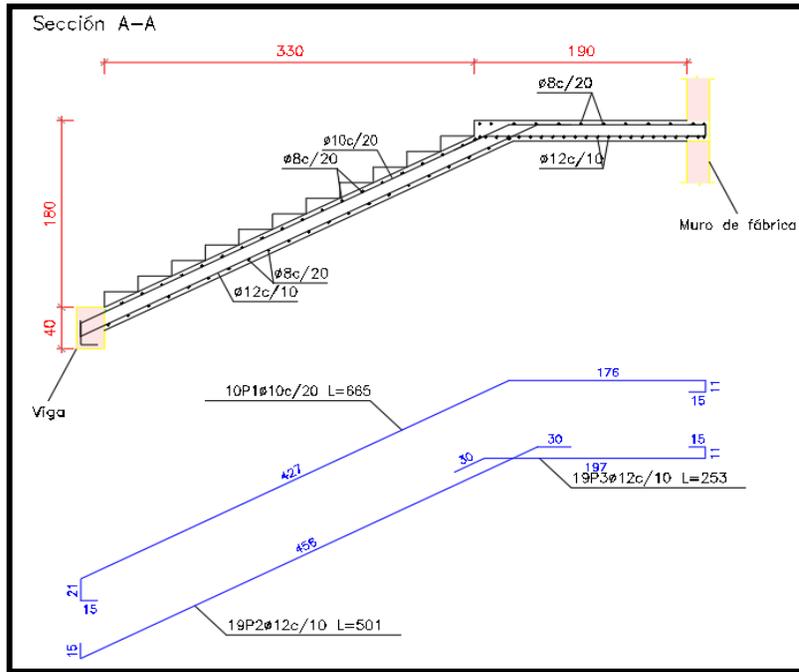
CYPECAD = $\Phi 8$ mm c/20

Comentarios y evaluaciones de los resultados

La verificación de la escalera se la realizó asumiendo que es una losa maciza de hormigón armado. Se calcularon los esfuerzos producidos en la escalera debido a las cargas dispuestas en la escalera y se asumió apoyos simples para obtener el momento positivo máximo con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior positiva, y se asumió apoyos empotrados para obtener el momento negativo máximo, con el cual se calculó la armadura longitudinal inferior negativa, además se dispuso de una armadura de reparto en la escalera que comprende el 20 % de la armadura longitudinal.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	18,08	19 Φ 12mm c/10cm	21,48	19 Φ 12mm c/10cm	15,82
Longitudinal (negativa)	7,06	10 Φ 10mm c/20cm	7,85	10 Φ 10mm c/20cm	10,06
Transversal	2,98	Φ 8mm c/20 cm	2,98	Φ 8mm c/20cm	0

Figura N° 3.41 Disposición de la armadura en la escalera



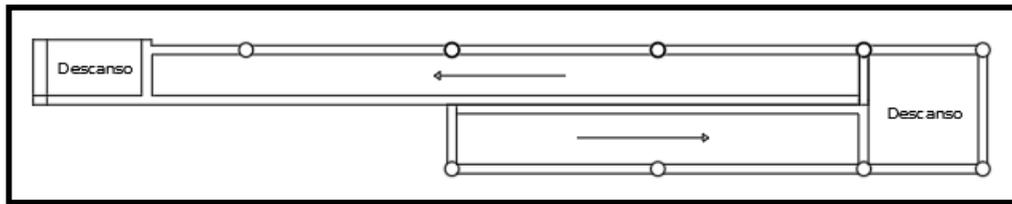
Fuente: CYPECAD 2017

3.7.4.2. Rampa

Los datos generales de la rampa son los siguientes:

h =	20.00 cm	Altura de la Losa
bw =	100.00 cm	Ancho de la Losa
d1 = d2 =	1.50 cm	Recubrimiento de la Losa
fck =	250 Kg/cm ²	Resistencia característica del hormigón a compresión
fyk =	5000 Kg/cm ²	Límite elástico característico para un acero CA -40
γs =	1.15	Coefficiente de seguridad del acero
γc =	1.50	Coefficiente de seguridad del hormigón
Mx =	1735 Kg*m/m	Momento en la menor dirección (inferior)
My =	3134 Kg*m/m	Momento en la mayor dirección (inferior)
Mx =	1989 Kg*m/m	Momento en la menor dirección (superior)
My =	3149 Kg*m/m	Momento en la mayor dirección (superior)

Figura N° 3.42 Vista en Planta de la Rampa



Fuentes: Elaboración Propia

La rampa se diseña como losas macizas tanto en las dos rampas como en el descanso, para ello se verifica los resultados de la armadura que proporciona el programa CYPECAD.

- Análisis de cálculo en la menor dirección (inferior)

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (20,00 - 1,50) = 18.50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{173500,00}{100 \cdot 18,5^2 \cdot 166,67} = 0.030$$

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

$$0,030 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0.0310$$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0310 \cdot 100 \cdot 18,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 2,203 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \min} = 0,0015$$

$$A_{s \min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 18,5$$

$$A_{s \min} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Adoptamos barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 2,78}{\pi \cdot 1^2} = 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

6 Φ 10 mm c/ 15 cm/m

Elección = **Φ 10 mm c/15cm**

CYPECAD = **Φ 10 mm c/15cm**

- **Análisis de cálculo en la mayor dirección (inferior)**

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = h - d_1 = (20,00 - 1,50) = 18,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{313400,00}{100 \cdot 18,5^2 \cdot 166,67} = 0.055$$

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

$$0,055 < 0,319$$

Cuantía mecánica: $W_s = 0.0576$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0576 \cdot 100 \cdot 18,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 4.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \min} = 0,0015$$

$$A_{s \min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 18,5$$

$$A_{s \min} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 4,09}{\pi \cdot 1^2} = 6 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16,670 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

6 Φ 10 mm c/ 15 cm

Elección = **$\Phi 10$ mm c/15**

CYPECAD = **$\Phi 10$ mm c/15**

- Análisis de cálculo en la menor dirección (superior)

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (20,00 - 1,50) = 18,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{198900,00}{100 \cdot 18,5^2 \cdot 166,67} = 0,035$$

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

$$0,035 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0,0363$$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0363 \cdot 100 \cdot 18,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s\min} = W_{s\min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s\min} = 0,0015$$

$$A_{s\min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 18,5$$

$$A_{s\min} = 2,78 \text{ cm}^2/m$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2/m$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 2,78}{\pi \cdot 1^2} = 4 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

6 Φ 10 mm c/ 15 cm

Elección = **Φ 10 mm c/15cm**

CYPECAD = **Φ 10 mm c/15cm**

- Análisis de cálculo en la mayor dirección (superior)

Determinación del momento reducido de calculo

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

Donde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (20,00 - 1,50) = 18,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{314900,00}{100 \cdot 18,5^2 \cdot 166,67} = 0,055$$

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

$$0,055 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0.0576$$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0576 \cdot 100 \cdot 18,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 4.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \min} = 0,0015$$

$$A_{s \min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 18,5$$

$$A_{s \min} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 10 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 4,09}{\pi \cdot 1^2} = 6 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

6 Φ 10 mm c/ 15 cm/m

Elección = **Φ 10 mm c/15**

CYPECAD = **Φ 10 mm c/15**

Comentarios y evaluaciones de los resultados

Se verificó de la rampa como una losa maciza de hormigón armado. Los esfuerzos fueron obtenidos del programa utilizado mediante los isovalores; se obtuvo los

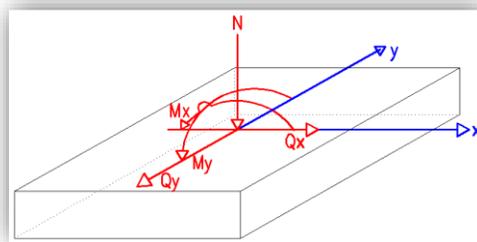
momentos tanto para la armadura longitudinal superior e inferior como para la armadura transversal superior e inferior. De acuerdo a los resultados obtenidos de forma manual se verifica que la armadura escogida es similar a la que nos proporciona el programa.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Menor dirección (inferior)	2,78	Φ 10mm c/15cm	2,78	Φ 10mm c/15cm	0
Mayor dirección (inferior)	4,09	Φ 10mm c/15cm	4,12	Φ 10mm c/15cm	0,73
Menor dirección (superior)	2,78	Φ 10mm c/15cm	2,78	Φ 10mm c/15cm	0
Mayor dirección (superior)	4,09	Φ 10mm c/15 cm	4,13	Φ 10mm c/15cm	0,96

3.7.5. Diseño de la Zapata Aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C7, la misma es una zapata aislada con las características que se indica a continuación. Los datos de esfuerzo y dimensiones se obtuvieron del programa CYPECAD.

Figura N° 3.43 Representación gráfica de la zapata aislada



Datos:

N = 44890 kg Carga Axial

Mx = 11000 kg-cm Momento en dirección X

My = 39000 kg-cm Momento en dirección Y

$Q_x = 370 \text{ kg}$ Cortante en dirección X

$Q_y = 450 \text{ kg}$ Cortante en dirección Y

$f_{ck} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ Resistencia característica del acero

$a_o = 25 \text{ cm}$ Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 25 \text{ cm}$ Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$ Peso específico del H°A°

$d_1 = 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior de armadura

$\mu_{lim} = 0,319$ Momento reducido mínimo para acero AH 500

$w_{s \min} = 0,0015$ Cuantía geométrica mínima para losas con acero AH 500

$\sigma_{adm} = 2.40 \text{ kg/cm}^2$ Capacidad portante del suelo de fundación

Resistencias características reducidas:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{5000}{1.15} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del área necesaria:

$$\sigma = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1,05 \cdot 44890}{2,40} = 19639,38 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{19639,38} \text{ entonces } a = b = 141,10 \text{ cm}$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 145 \text{ cm}$$

$$b = 145 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión máxima:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{44890}{145 \cdot 145} \Rightarrow \sigma_t = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$2.14 \text{ kg/cm}^2 < 2.40 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$fvd = 0,5\sqrt{fcd} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow fvd = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del canto útil:

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 \cdot 2,17 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 7,56$$

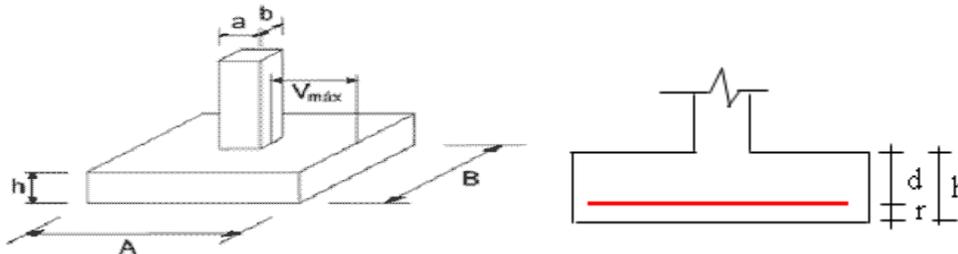
$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 28,07 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 20,76 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 20,76 \text{ cm}$$

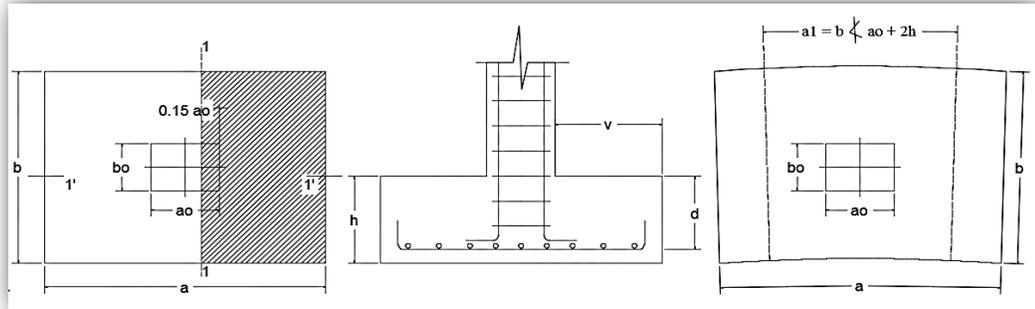
Entonces se adopta $h = 35 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será $d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 29,40 \text{ cm}$



Determinación de la armadura:

Momentos en las secciones 1-1 y 1' y 1'



Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2 = 1006542,16 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1006542,16}{145 \cdot 29,40^2 \cdot 166,67} = 0.049$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0.049 \cdot (1 + 0.049) = 0.051$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,051 \cdot 145 \cdot 29,40 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 8,32 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 145 \cdot 29,40 \Rightarrow A_{smin} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 8,32 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 12mm$; $A_{\phi} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 8,36 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{145 - 9 \cdot 1,2}{9 - 1} = 16,78 \Rightarrow s = 16 \text{ cm}$$

9 ϕ 12mm c/16cm

Cálculo del momento en la dirección “b”:

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right)^2 = 1006542,16 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1006542,16}{145 \cdot 29,4^2 \cdot 166,67} = 0,049$$

Cuantía Geométrica

$$w_b = \mu_b \cdot (1 + \mu_b) = 0,049 \cdot (1 + 0,049) = 0,051$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,051 \cdot 145 \cdot 29,4 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 8,32 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 145 \cdot 29,40$$

$$A_{smin} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 8,32 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 12mm$; $A_{\phi} = 1,13 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 8,36 \Rightarrow 9 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{145 - 9 \cdot 1,2}{9 - 1} = 16,78 \Rightarrow s = 16 \text{ cm}$$

9 ϕ 12mm c/16cm

Cálculo de la longitud de anclaje:

La longitud de anclaje no podrá ser inferior al valor mayor de los siguientes:

10. Φ
- 15 cm
- La tercera parte de la longitud correspondiente al caso en que no se aplique la reducción $0,7 \cdot l_b$

De tabla 2.4 se obtiene $m_3 = 11$ para hormigones de 250 kg/cm^2 y barras de 5000 kg/cm^2 .

$$l_b = m_3 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{28,5} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 11 \cdot 1,2^2 \geq \frac{500}{28,5} \cdot 1,2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 15,84 \text{ cm} \geq 21,05 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- $10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm}$
- 15 cm
- $0,70 \cdot 21,05 = 14 \text{ cm}$

Por tanto, se adoptará una longitud de anclaje de 15 cm en forma de patilla.

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,74 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow p_p = 1839,69 \text{ kg}$$

Verificación al deslizamiento:

$\delta = 35^\circ$ Ángulo de rozamiento interno del suelo

$\varphi =$ Ángulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3} \delta = 23.33^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_x} = \frac{(44890 + 1839,7) \cdot \tan 23.33^\circ}{370} = 54.47 > 1,5 \text{ Cumple}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan \varphi}{Q_y} = \frac{(44890 + 1839,7) \cdot \tan 23.33^\circ}{450} = 44.79 > 1,5 \text{ Cumple}$$

Verificación al vuelco

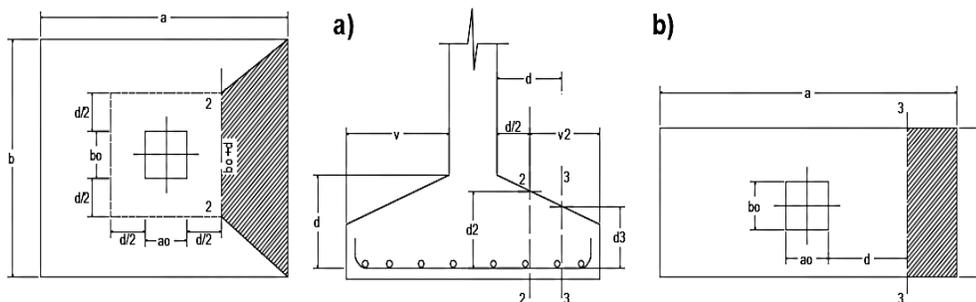
$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) \cdot a/2}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) \cdot b/2}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{46729.7 \cdot 1,45/2}{267.5} = 126,65 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{46729.7 \cdot 1,45/2}{449.5} = 75,37 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación a Cortante y Punzonamiento



Zapata Rígida ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Vuelo $v = 60$ cm y $2h = 70$ cm

Por tanto, se la clasifica como zapata rígida.

Comprobación a Esfuerzo Cortante

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$

$$104,53 \leq 134,03 \quad \text{Cumple}$$

Verificación por Punzonamiento en la sección Ac

$$Ac = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2 = 5869,62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot [a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d)] \leq Ac \cdot 2 \cdot f_{vd}$$

$$61714,46 \leq 78844,61 \quad \text{Cumple}$$

Verificación a la adherencia:

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} < fbd = k \cdot \sqrt[3]{fcd^2}$$

$k = 0.95$ para zapatas Rígidass

$$fbd = 0.95 \cdot \sqrt[3]{166,67^2} \Rightarrow fbd = 28,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{24577,79}{0.9 \cdot 29,40 \cdot 9 \cdot \pi \cdot 1.2} = 24,80 \text{ kg.}$$

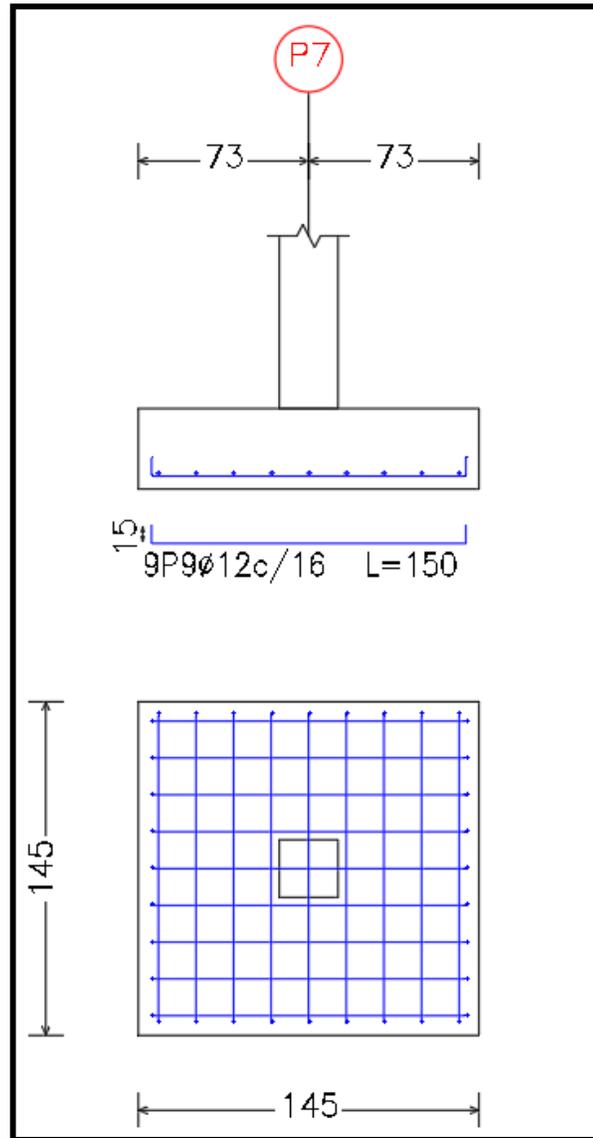
$$27,38 < 28,77 \quad \text{Cumple.}$$

Comentarios y conclusiones de los resultados:

Los resultados obtenidos del cálculo manual para la zapata aislada son similares a los del programa CYPECAD, donde se adoptó barras de diámetro 12mm. A continuación, se presentan los resultados.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	10,17	9Φ 12mm c/16cm	10,17	9Φ 12mm c/16 cm	0
Transversal	10,17	9Φ 12mm c/16 cm	10,17	9Φ 12mm c/16 cm	0

Figura N° 3.44 Gráfica de los resultados obtenidos para la zapata aislada



Fuente: CYPECAD 2017

3.8. Estrategia para la ejecución de la Obra

3.8.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se define cómo ejecutar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago (Véase ANEXO 5).

3.8.2. Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad en que se efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, como: largo, ancho y alto, el número de piezas iguales, el volumen parcial y el volumen final de cada ítem de todos los módulos que comprenden el proyecto (Véase ANEXO 6).

3.8.3. Análisis de Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indica en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el ANEXO 7.

3.8.4. Presupuesto general de la obra

Se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem. Por lo que, el presupuesto de la obra es de Bs. 6.234.316,59 Bs que corresponde a solo los ítems dispuestos, este será una parte del presupuesto total de la obra dado que no se consideró otros módulos (Véase ANEXO 8).

3.8.5. Cronograma de Ejecución

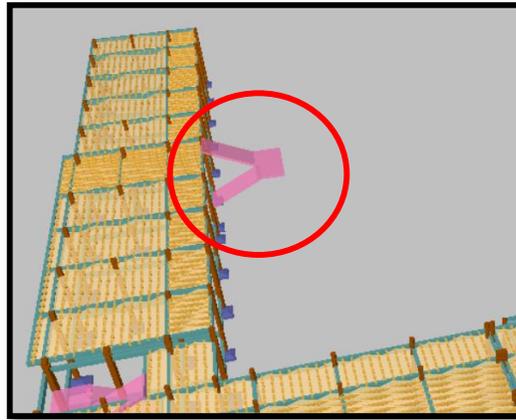
El plan y cronograma de obras propuesto se lo efectuó utilizando el método de barras Gantt con la ayuda del programa: “Microsoft Office 2007” y se lo hizo como se definió anteriormente (Véase ANEXO 9).

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO (DISEÑO DE ESCALERA AUTOPORTANTE)

En este capítulo se desarrolla la metodología de cálculo para el sistema de escaleras autoportante, realizando un análisis comparativo con el sistema convencional y así brindar distintas opciones que se pueden tomar en cuenta en un diseño estructural.

Figura N° 4.1 Escalera Autoportante



Fuente: CYPECAD 2017

4.1. Marco conceptual

Las escaleras autoportantes se basan en el hecho de que solamente cuentan con dispositivos de sujeción o apoyo, tanto en el comienzo como en el final de las escaleras; es decir, no llevan ningún apoyo adicional intermedio, ni lateral.

Por la forma de diseño y la configuración estructural, pueden ser:

Escaleras autoportantes de tramos rectos con descanso: llamadas también escaleras lanzadas, ya que observadas físicamente se tiene la impresión de que el descanso flotará en el aire.

Escaleras autoportantes helicoidales: se desarrollan sobre una rampa helicoidal.

Las cargas aplicadas en el tramo inferior de la escalera generan tensión en el tramo superior, mientras que las aplicadas en el superior, generan compresión en el inferior.

Puesto que el concreto es eficiente en compresión, el tramo inferior se diseña sólo por flexión. Sin embargo, el tramo superior se diseña como un elemento sometido a flexión y tracción.

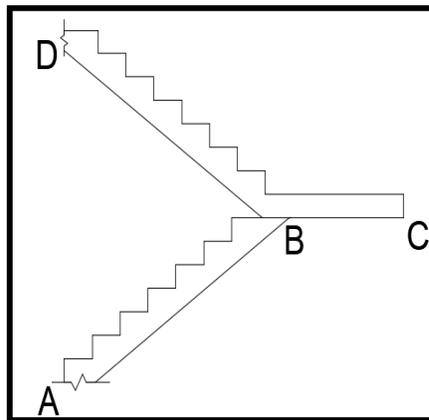
Para analizar este tipo de escalera, se considera como un pórtico con un momento de descanso intermedio transferido entre las ramas por una torsión desarrollada a través del descanso.

El método de análisis usado depende de la condición de soporte del descanso superior. Si la reacción horizontal puede ser desarrollada, la clásica distribución de momentos puede ser usada considerando la escalera sin traslación.

Por su parte, la losa del descanso está sometida no sólo a la flexión generada por las cargas que actúan directamente sobre ella, sino a la torsión generada por las fuerzas de tensión y compresión en los tramos superior e inferior de la escalera. Para que este torsor sea lo menor posible, el refuerzo provisto para resistir la tensión en el tramo superior debe distribuirse lo más cerca posible del borde interior del elemento. De este modo se busca reducir el brazo de palanca del par.

El análisis se hace como si fuera una estructura articulada. Si se supone que el punto B no sufre desplazamiento, se considerará un apoyo ficticio en dicho punto, calculándose así el diagrama de momentos y el área de acero respectivo.

Figura N° 4.2 Sistemas de Escaleras Autoportantes



Fuente: Análisis y Diseño de Escaleras de "Fernández Chea Carlos A." (2000).

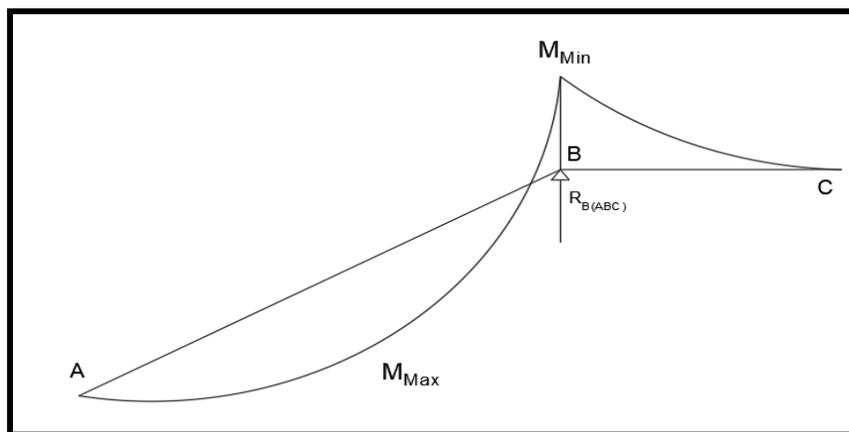
El análisis de las escaleras autoportantes se debe verificar en los siguientes estados:

- Estado 1: Flexión simple en la rampa superior
- Estado 2: Flexión simple en la rampa inferior
- Estado 3: Flexo-tracción en la rampa superior.
- Estado 4: Flexo-compresión en la rampa inferior
- Estado 5: Flexión vertical en el descanso y torsión.
- Estado 6: Flexión horizontal en el descanso y torsión.
- Estado 7: Esfuerzo axial en las rampas superior e inferior.
- Estado 8: Momento debido al empotramiento en el apoyo superior.
- Estado 9: Momento debido al empotramiento en el apoyo inferior.

4.1.1. Estados 1 y 2 - Flexión simple

En este estado se separa en dos escaleras aisladas, para evitar desplazamiento al inicio del descanso, habrá que colocar un apoyo ficticio en “B”. Aislando primero la viga ABC con la carga vertical respectiva se tendrá:

Figura N° 4.3 Análisis de Escaleras Autoportantes



Fuente: Análisis y Diseño de Escaleras de “Fernández Chea Carlos A.” (2000).

Para la obtención de R_A , R_B , M_{max} , y M_{min} , se realiza un análisis tomando las siguientes hipótesis de cargas, adoptando la envolvente resultante.

Hipótesis I: q_{u1} ; q_{u2}

Hipótesis II: q_{pp1} ; q_{u2}

Hipótesis III: q_{u1} ; q_{pp2}

Donde:

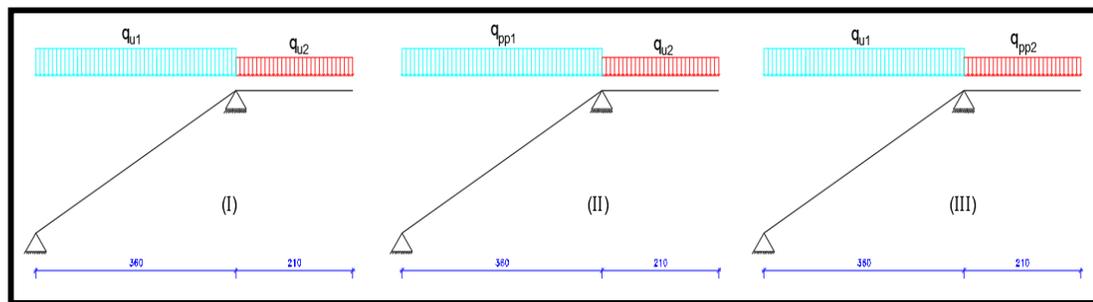
q_{u1} = Carga total rampa = Carga viva + Carga permanente

q_{u2} = Carga total descanso = Carga viva + Carga permanente

q_{pp1} = Carga permanente rampa

q_{pp2} = Carga permanente descanso

Figura N° 4.4 Hipótesis de Carga en Escaleras



Fuente: Elaboración Propia

Para la envolvente de los tres casos se usa los máximos resultantes.

La flexión simple en las rampas inferior y superior, se calcula a partir de los momentos de diseño, calculando posteriormente el momento reducido de cálculo, la cuantía y las armaduras correspondientes.

4.1.2. Estados 3 y 4 - Flexo-tracción y Flexo-compresión

Para el análisis de estos estados, se debe idealizar la escalera como un marco plano compuesto por los ejes longitudinales que coinciden con el ojo de la escalera.

El valor de flexo-tracción es igual al de la flexo-compresión por la geometría simétrica en las dos rampas de la escalera.

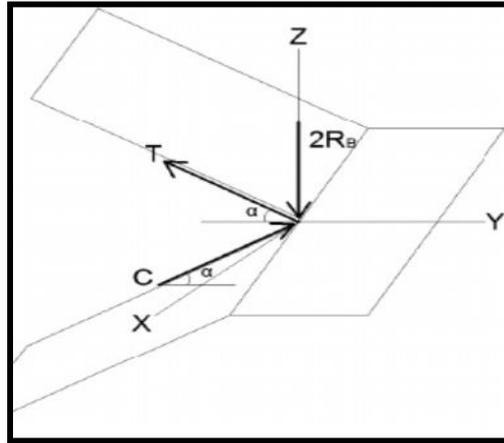
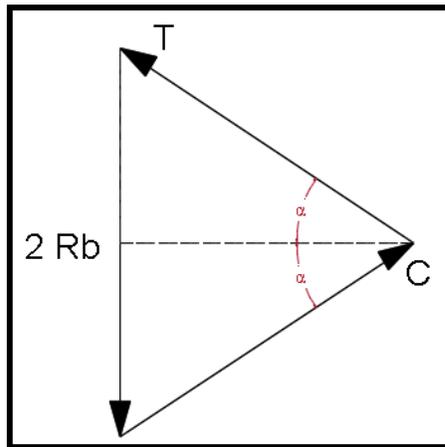


Figura N° 4.5 Fuerzas de tracción y compresión en las rampas de la Escalera



Fuente: Análisis y Diseño de Escaleras de "Fernández Chea Carlos A." (2000).

De acuerdo a la gráfica, la reacción en B sería igual a la suma de las reacciones de los dos tramos separados. Realizando la sumatoria de fuerzas en el punto B se tiene:

$$\sum F_y = 0 \rightarrow T = C$$

$$\sum F_z = 0 \rightarrow 2 * R_B = T * \text{sen}(\alpha) + C * \text{sen}(\alpha)$$

Expresando la reacción R_B por unidad de longitud:

$$R_B = Rb * b$$

Flexo-compresión en la rampa superior y flexo-tracción en rampa inferior

$$R_B = Rb * b$$

Finalmente, se tiene:

$$T = C = \frac{Rb * b}{\text{sen}(\alpha)}$$

Para el cálculo de momento M en la rampa superior

$$M = T * \frac{(b + m)}{2}$$

Una vez calculado el momento, se debe verificar si las piezas cumplen la sollicitación a flexo-compresión y flexo-tracción, tomando el mayor momento para el cálculo.

Verificación a flexo-compresión

$$f = \pm \frac{6M}{t * b^2} + \frac{T}{t * b} \begin{cases} +f \leq 0.85 * fc' \\ -f \leq 0.21 \sqrt[3]{fck^2} \end{cases}$$

Verificación a flexo-tracción

$$f = \pm \frac{6M}{t * b^2} + \frac{T}{t * b} \begin{cases} +f \leq 0.85 * fc' \\ -f \leq 0.21 \sqrt[3]{fck^2} \end{cases}$$

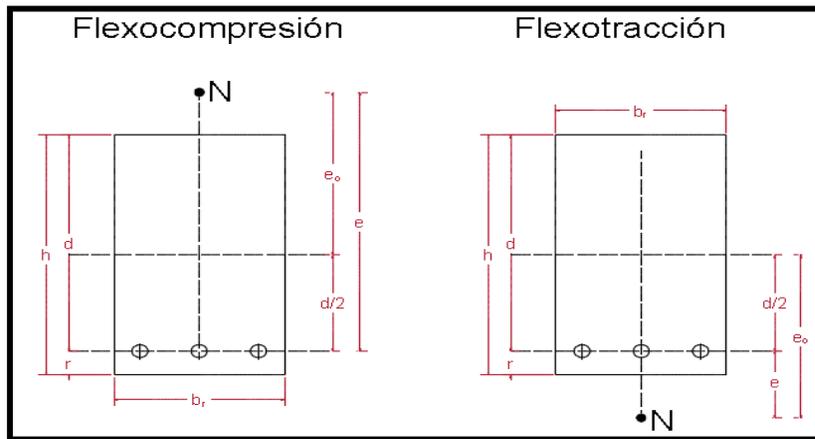
Con los valores máximos de momento y de la fuerza de tracción o compresión, se calcula la excentricidad referida al centro geométrico de la sección (e_o).

$$e_o = \frac{Md}{Nd}$$

Donde Nd puede ser el valor de T o C .

La excentricidad “e” referida a la armadura de tracción, es diferente para flexo-tracción y flexo-compresión.

Figura N° 4.6 Excentricidades de cálculo



$$e_o = e_o + \frac{d}{2}$$

$$e = e_o - \frac{d}{2}$$

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Donde:

$h = b$ = Base de la rampa

d = Canto útil

r = Recubrimiento

$b_r = t$ = Ancho de rampa

Nd = Tracción o compresión.

Nuevo momento de cálculo a partir de la excentricidad respecto a la armadura de tracción:

$$Md = Nd * e$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

Normal reducida de cálculo

$$v_d = \frac{Nd}{b * d * fcd}$$

A partir del rango en el que se encuentre el momento reducido de cálculo, se determina la cuantía de acero que se utilizará, tal como se indica en las siguientes condiciones:

Si: $\mu < \mu_{lim} \rightarrow \omega_{s1} = \omega - v_d$

Si: $\mu > \mu_{lim} \rightarrow \omega_{s2} = \omega_{lim} + \omega_{s2} - v_d$

$$\omega_2 = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta} \quad \delta = r/d$$

Las armaduras, tanto para la zona traccionada como para la comprimida, se calculan a partir de los momentos de diseño, los momentos reducidos de cálculo y las cuantías geométricas.

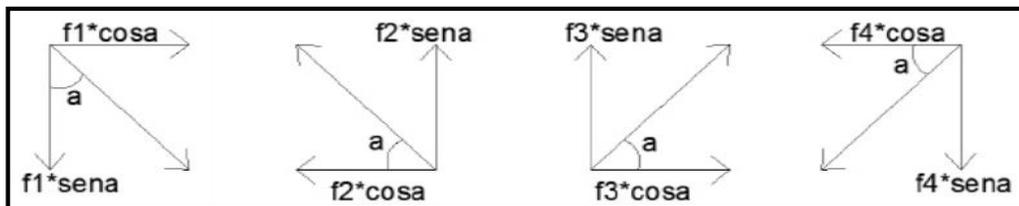
4.1.3. Estados 5 y 6 - Flexión vertical y horizontal en el descanso

Flexión vertical en el descanso (Estado 5)

Los esfuerzos pueden ser descompuestos en los ejes Y y Z:

Estos esfuerzos se obtienen trasladando los esfuerzos de flexión, obtenidos en el análisis de las rampas, y la carga distribuida debido a R_B al descanso. A partir del centro de la rampa, se calcula el momento resultante para cada tramo y, con este momento se determina las armaduras de flexión vertical:

$$Rb \rightarrow M = \frac{Rb \cdot b \cdot (b + m)}{2} \rightarrow \mu \rightarrow \omega_s \rightarrow As$$



Como la acción será por unidad de longitud, se debe multiplicar cada esfuerzo por el espesor de la rampa “Y”.

Los esfuerzos por unidad de longitud serán:

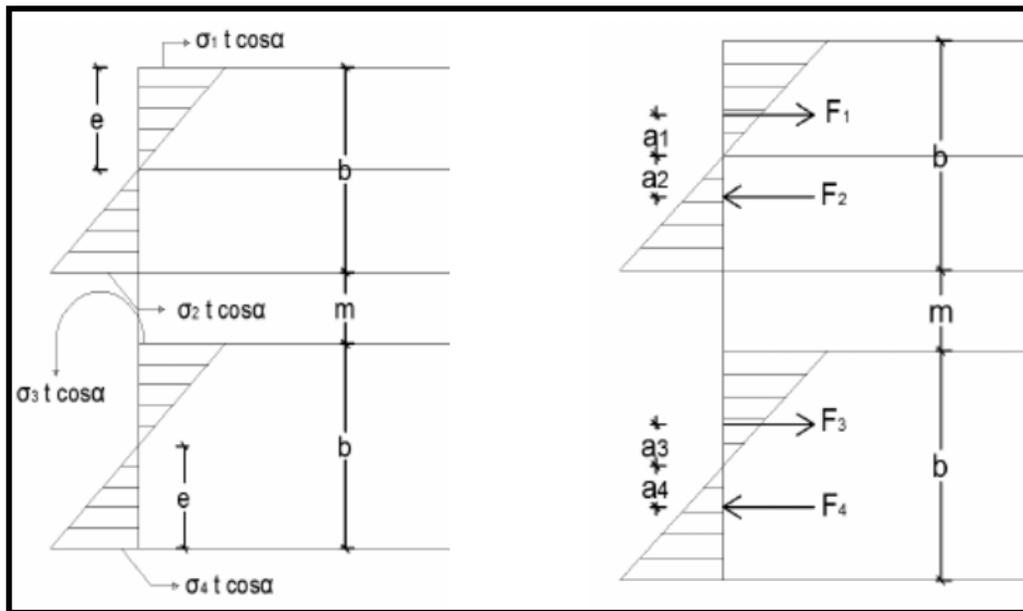
$$f_1 \cdot t \cdot \cos\alpha = \frac{Rb}{tg\alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b + m)}{b}\right]$$

$$f_2 \cdot t \cdot \cos\alpha = \frac{Rb}{tg\alpha} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)}{b}\right]$$

$$f_3 \cdot t \cdot \cos\alpha = -\frac{Rb}{tg\alpha} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)}{b}\right]$$

$$f_4 \cdot t \cdot \cos\alpha = -\frac{Rb}{tg\alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b + m)}{b}\right]$$

Figura N° 4.7 Esfuerzos horizontales eje Y en el descanso



Fuente: Análisis y Diseño de Escaleras de “Fernández Chea Carlos A.” (2000).

Aplicando los momentos calculados y comparándolos con la resistencia a tracción del hormigón, se determina si el hormigón es capaz de resistir o no toda la sollicitación.

$$\sigma = \frac{M_{xz} \cdot c}{I} \leq 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \rightarrow Si \begin{cases} (1) \leq (2) \rightarrow \text{El H}^\circ \text{ resiste el momento} \\ (1) \geq (2) \rightarrow \text{El H}^\circ \text{ no resiste el momento} \end{cases}$$

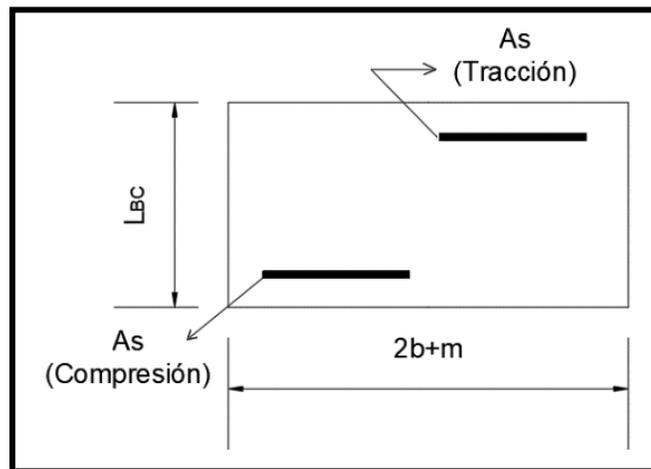
Donde:

$$I = \text{Inercia de la sección: } I = \frac{b \cdot t^3}{12}$$

$c =$ Distancia a la fibra más traccionada $c = t/2$

En el caso de que el hormigón no resista el momento en su totalidad, se debe calcular la armadura necesaria. En caso de que resista, se debe colocar únicamente una armadura mínima.

Figura N° 4.8 Disposición de armaduras para tracción y compresión en el descanso



Fuente: Elaboración Propia

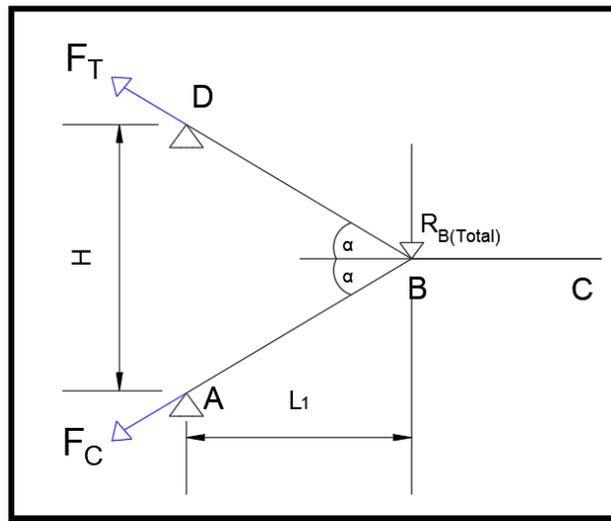
4.1.4. Estado 7 – Esfuerzo Axial en las rampas superior e inferior

Se realiza el análisis a partir de un pórtico plano que representa el perfil de la escalera.

Esta tensión se obtiene utilizando el pórtico plano con la reacción total R_B aplicada.

Mediante sumatoria de momentos se hallará tanto F_T como F_C :

Figura N° 4.9 Disposición de armaduras por tensión



Fuente: Elaboración Propia

Por trigonometría:
$$\cos \alpha = \frac{H_D}{F_T}$$

Entonces queda:

$$F_C \text{ o } F_T = \frac{H}{\cos \alpha}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_b \cdot L_1 - H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_D = \frac{R_{b_{total}} \cdot L_1}{H}$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow -R_b \cdot L_1 + H_A \cdot H = 0 \rightarrow H_A = \frac{R_{b_{total}} \cdot L_1}{H}$$

Donde:

\$F_t\$ = Fuerza de tracción en la rampa superior

\$F_c\$ = Fuerza de compresión en la rampa inferior

Cálculo de armadura para tracción axial

Una vez calculadas las fuerzas axiales, se calcula la armadura para tracción, donde todas las fibras de la sección están en tracción; por tanto, es el acero el encargado de soportar las tensiones. Las tensiones del hormigón se determinan:

$$A_s = \frac{F_{Td}}{f_{yd}}$$

Cálculo de armadura para compresión axial

Todas las fibras de la sección están en compresión, de acuerdo a lo que se indica en la siguiente condición:

$$\frac{F_{cd}}{b r * d r} \leq 0.85 * f_{cd}$$

En caso de que se considere la tensión del acero, se debería tomar, por lo menos, la carga debiendo cumplirse las siguientes limitaciones:

$$f_{yd} * A'_s \geq 0.10 * F_{cd}$$

$$f_{yd} * A'_s \geq f_{cd} * A_c$$

4.1.5. Estados 8 y 9 – Momentos debido a empotramiento en apoyos

El efecto de deflexión aumenta la flexión de las dos rampas, lo cual debe tomarse en cuenta. Para el análisis se utilizará el marco plano ABCD.

Debido a que el apoyo en el punto B es ficticio, se generarán deformaciones en ese punto y, por lo tanto, se deben realizar dos análisis de deformaciones. Ambos análisis generan deformaciones iguales:

$$\delta_{T1} = \delta_{T2}$$

- Análisis del Estado 1:

La deformación total será la suma de los efectos de tensión axial y de flexión en el marco:

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{TENSION AXIAL} + \delta_{FLEXION}$$

Deformación por Tensión Axial (δ_{TA}):

Rampa superior:

$$\Delta L_{RAMPA\ SUP} = \frac{T * L_{BD}}{A * E}$$

Rampa inferior:

$$\Delta L_{RAMPA\ INF} = \frac{C * L_{BD}}{A * E}$$

Reemplazando:

$$A_{AB} = A_{BD} = A = b * t$$

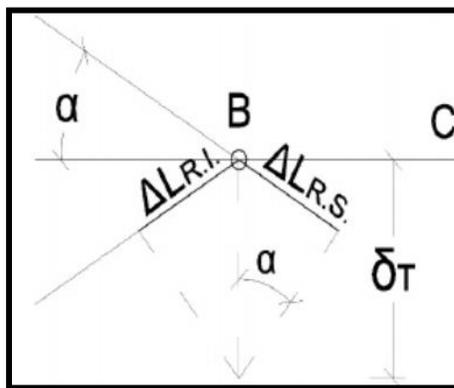
$$C = T = \frac{r_B * L_{AB\ \acute{o}\ BD}}{\text{sen } \alpha * t * E}$$

Relación entre deformaciones:

$$\Delta L_{RAMPA\ SUP} = \Delta L_{RAMPA\ INF} = \frac{r_B * L_{BD\ \acute{o}\ BD}}{\text{sen } \alpha * t * E}$$

Por relación trigonométrica se tiene, Deformación por Tensión axial:

Figura N° 4.10 Deformación por tensión axial



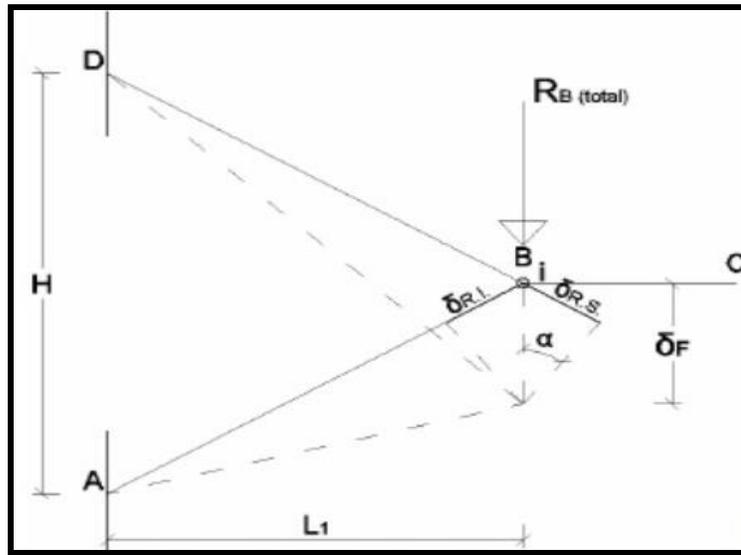
Fuente: Elaboración propia

$$\text{sen } \alpha = \frac{\Delta L_{RI-RS}}{\delta_{TENSION\ AXIAL}}$$

Deformación por flexión (δ_F):

La flexión en las rampas produce desplazamiento en el punto B, las deformaciones de la rampa superior e inferior son iguales, como indica la figura.

Figura N° 4.11 Deformación por flexión



Fuente: Elaboración propia

Se utilizará la Ley de Hooke:

$$\sigma = E * \varepsilon$$

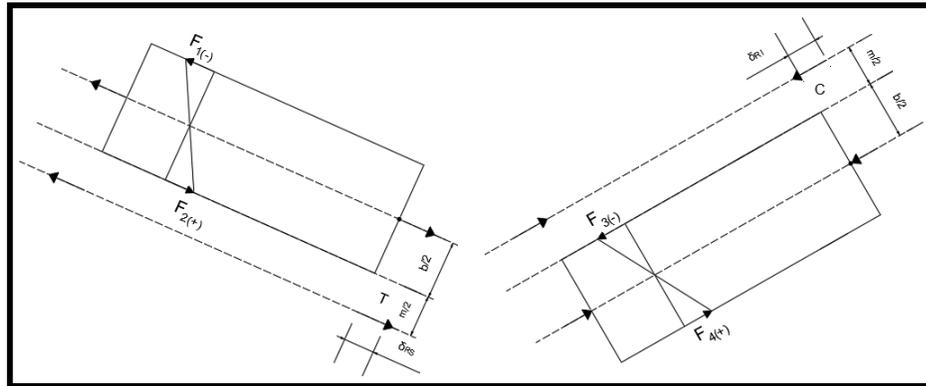
ε = Deformación unitaria, que en función de los datos se escribe:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\delta_{RI}}{L_{RI}} = \frac{\delta_{RS}}{L_{RS}} = \frac{\delta}{L}$$

Reemplazando ε en la ley de Hooke, se tiene la deformación por flexión:

$$\delta_f = \frac{\sigma * L}{E}$$

Figura N° 4.12 Deformaciones en rampas superior e inferior



Fuente: Elaboración propia

A partir del diagrama anterior se determina el momento con la siguiente ecuación:

$$M = T * \frac{b + m}{2} = \frac{r_b * b}{\text{sen } \alpha} * \frac{b + m}{2}$$

Con el momento, la inercia y del eje neutro a la fibra más traccionada, se puede aplicar la fórmula de esfuerzos internos por flexión:

$$\sigma = \frac{M \cdot C}{I}$$

Reemplazando valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$\sigma = \frac{3 \cdot r_b \cdot (b + m)^2}{\text{sen} \alpha \cdot t \cdot b^2}$$

Por lo tanto, al sustituir valores en la ecuación de la deformación por flexión, se determina el alargamiento o acortamiento y, por lo tanto, se puede establecer la deformación total por flexión:

$$\delta_f = \frac{3 \cdot r_b}{\text{sen}^2 \alpha} \cdot \frac{(b + m)^2}{t \cdot b^2} \cdot \frac{L}{E}$$

La deformación total del Estado 1 será la suma de las dos deformaciones obtenidas:

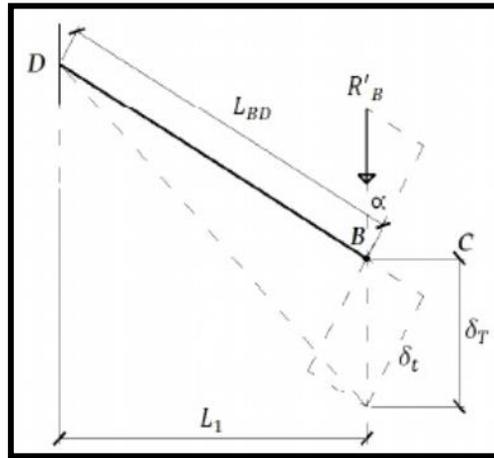
$$\delta_{total} = \delta_{tension \text{ axial}} + \delta_{flexion}$$

$$\delta_{total} = \frac{r_B * L}{\text{sen}^2 \alpha * E * t} * \left(1 + \frac{3 * (b + m)^2}{b^2} \right)$$

- **Análisis del Estado 2**

Para este estado se considera la escalera en dos tramos separados, cada uno como una viga en voladizo, sometida a la acción de una carga “R_B”:

Figura N° 4.13 Deformaciones en ambas rampas



Fuente: Elaboración propia

La flecha máxima para viga empotrada en un extremo y con una carga puntual en el otro, está dada por la siguiente expresión:

$$\delta_t = \frac{P * L^3}{3 * E * I}$$

Siendo para este caso L las longitudes de los tramos AB y BD, I es la inercia de la sección (siendo “b” la base y “t” la altura); así, la carga P es la siguiente:

$$P = r'_B * b * \cos \alpha$$

Por lo tanto, calculando la deformación vertical producida por la carga, se llega a la ecuación simplificada siguiente:

$$\operatorname{sen}\alpha = \frac{\delta_T}{\delta_{T2}} \rightarrow \delta_{T2} = \frac{4 \cdot r'_b \cdot L^3}{E \cdot t^3}$$

Como el desplazamiento en ambos análisis es el mismo, se tiene la siguiente ecuación

$$\delta_{T1} = \delta_{T2}$$

Al igualar ambos, se obtiene una ecuación simplificada para poder calcular la carga por unidad de longitud que genera los momentos de empotramiento.

$$r'_B = \frac{r_B \cdot t^2}{\operatorname{sen}^2\alpha \cdot 4 \cdot L^2} \cdot \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right]$$

El análisis de deformación se aplica, de igual manera, al tramo inferior; por lo que, con la carga r'_b se calcula el momento de empotramiento en A y D.

$$M_{emp} = r'_B * b * L_1$$

4.2. Alcance del aporte académico

El alcance del aporte académico se limitará en diseñar el cálculo de la armadura de la escalera autoportante, además de elaborar una hoja electrónica Excel del dimensionamiento de escaleras autoportantes de H°A° de dos tramos con descanso en voladizo.

4.3. Cálculo de sistemas de Escaleras Autoportantes con descanso en voladizo

Se diseña la Escalera N°3 que se encuentra en la planta baja de la estructura.

Geometría de la Escalera

Datos:

h = 3.90 m	Desnivel
b = 2.05 m	Ancho del tramo de escalera
P = 30 cm	Huella
Cp = 15 cm	Contrahuella

$L1 = 3.60 \text{ m}$	Longitud horizontal del tramo 1
$L1/ = 4.14 \text{ m}$	Longitud inclinada del tramo 1
$l = 2.10 \text{ m}$	Longitud horizontal de losa de descanso
$L2 = 3.60 \text{ m}$	Longitud horizontal del tramo 2
$L2/ = 4.14 \text{ m}$	Longitud inclinada del tramo 2
$Ln1 = 5.70 \text{ m}$	Longitud total – Primer tramo
$Ln2 = 5.70 \text{ m}$	Longitud total – Segundo tramo
$m = 0$	Separación entre rampas
$r = 3 \text{ cm}$	Recubrimiento
$\gamma_H = 2500 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del hormigón
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del hormigón
$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del acero
$E = 333000 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad del hormigón
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente de minoración del hormigón
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente de minoración del acero
$\gamma_f = 1.60$	Coefficiente de mayoración de cargas
$w_{min} = 0.0015$	Cuantía mínima
$SC = 50 \text{ kg/cm}^2$	Sobrecarga por acabados
$C_b = 50 \text{ kg/m}$	Carga por barandado
$SC = 400 \text{ kg/cm}^2$	Sobrecarga de uso

Resistencia de cálculo del hormigón:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250}{1,5} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de cálculo del acero:

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

Resistencia a cortante del hormigón:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensionamiento:

Primer tramo = Segundo tramo

- Dimensionamiento de la Escalera:

1) Espesor de la losa

$$t = \frac{Ln}{20} = \frac{5.7}{20} = 0.28 \text{ m}$$

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{5.7}{25} = 0.22 \text{ m}$$

El espesor será un valor constructivo por el cual se asumirá:

$$t = 0.20 \text{ m}$$

2) Ángulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} = \frac{0.30}{0.3354} = 0.89 \text{ m}$$

3) Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha} = 0.22 \text{ m}$$

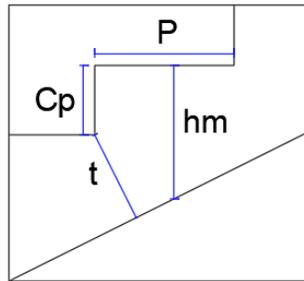
4) Altura media

$$h_m = h + \frac{Cp}{2} = 0.30 \text{ m}$$

5) Canto útil

$$d = t - r = 0.17 \text{ m}$$

6) Diagrama de partes de la escalera



Paso: P = 0.30 m
 Contrapaso: Cp = 0.15 m
 Altura media: hm = 0.30 m
 Espesor de la losa: t = 0.20 m
 Canto útil: d = 0.17 m
 $\alpha = 26.57^\circ$

Análisis de Cargas en la Escalera:

- **Losa Inclinada (Rampa)**

1) Peso propio de la escalera:

$$PP_1 = \gamma_{H^\circ} * hm * b = 1469.15 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalon} = \frac{P * cp}{2} * b = 0.0461 \text{ m}^3$$

$$q_{peldaño} = \frac{V_{escal} * N^\circ_{peld} * \gamma_{H^\circ}}{L_1 * b} * b = 195 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$PP_{T1} = 1664.15 \text{ kg/m}$$

2) Cargas Permanentes:

$$CP_{acab1} = SC_{acab} * b = 147.6 \text{ kg/m}$$

$$CP_{barand1} = 200 \text{ kg/m}$$

$$CP_{T1} = CP_{acab1} + CP_{barand1} = 347.6 \text{ kg/m}$$

3) Carga viva de diseño:

$$SC_{d1} = SC * b = 820 \text{ kg/m}$$

Carga total mayorada en proyección horizontal:

$$q_{u1} = 1.60 * (PP_{T1} + CP_{T1}) + 1.60 * (SC)$$

$$q_{u1} = 4530.79 \text{ kg/m}$$

- **Losa de Descanso**

1) Peso propio de la losa:

$$PPd = \gamma_{H^{\circ}} * t * l = 1008 \text{ kg/m}$$

2) Cargas Permanentes:

$$CP_{acab} = SC_{acab} * l = 151.2 \text{ kg/m}$$

$$CP_{barand} = 200 \text{ kg/m}$$

$$CP_{Td} = CP_{acab} + CP_{barand} = 351.2 \text{ kg/m}$$

3) Carga viva de diseño:

$$SC_{dl} = SC * l = 840 \text{ kg/m}$$

Carga total mayorada:

Carga mayorada PP y CP

$$q_{ud} = 1.60 * (PP_d + CP_{Td}) = 2174.72 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga mayorada

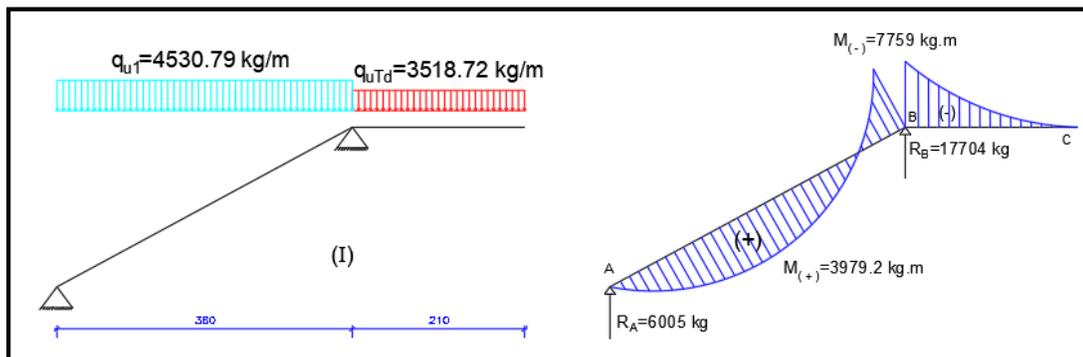
$$q_{ud} = 1.60 * (SC_{dl}) = 1344 \text{ kg/m}$$

$$q_{uTd} = 1.60 * (PP_d + CP_{Td}) + 1.60 * (SC_{dl})$$

$$q_{uTd} = 3518.72 \text{ kg/m}$$

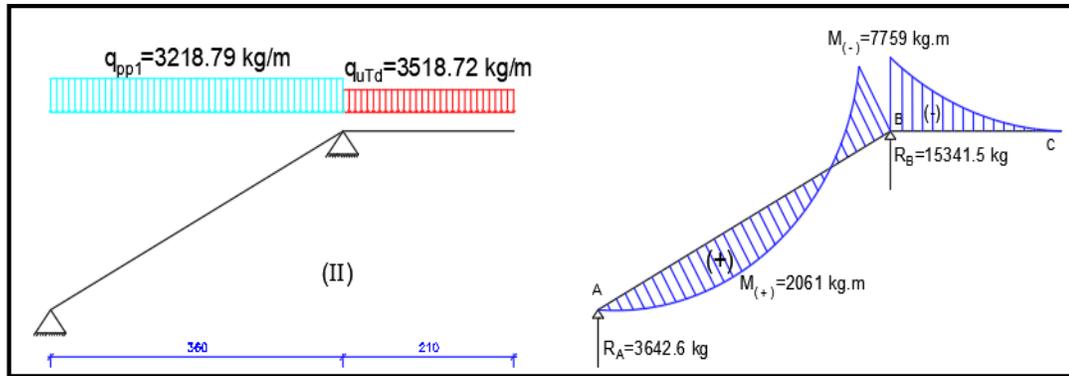
- **Casos de Carga sobre la Escalera:**

Hipótesis I: Cargas totales tanto en la rampa y descanso



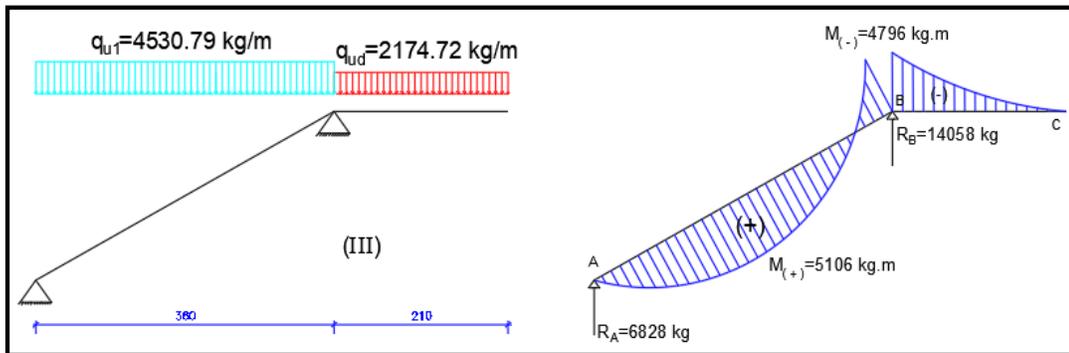
$$\begin{aligned}
 M_{\max(+)} &= 3979.2 \text{ kg.m} \\
 M_{\max(-)} &= 7759 \text{ kg.m} \\
 R_A &= 6005.1 \text{ kg} \\
 R_B &= 17704 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Hipótesis II:



$$\begin{aligned}
 M_{\max(+)} &= 2061.2 \text{ kg.m} \\
 M_{\max(-)} &= 7759 \text{ kg.m} \\
 R_A &= 3642.1 \text{ kg} \\
 R_B &= 15341.3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Hipótesis III:



$$\begin{aligned}
 M_{\max(+)} &= 5106.4 \text{ kg.m} \\
 M_{\max(-)} &= 4795.9 \text{ kg.m} \\
 R_A &= 6827.8 \text{ kg} \\
 R_B &= 14057.7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Solicitaciones máximas:

$$\begin{aligned}M_{\max(+)} &= 5106.4 \text{ kg.m} \\M_{\max(-)} &= 7759 \text{ kg.m} \\RA &= 6827.8 \text{ kg} \\RB &= 17704 \text{ kg}\end{aligned}$$

Análisis de Estados en la Escalera

1) Análisis de los Estados 1 y 2: Flexión Simple

$$\begin{aligned}b &= 205 \text{ cm} \\d &= 17 \text{ cm}\end{aligned}$$

- Armaduras de refuerzo (Momento positivo)

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{Md_{(+)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{510640}{205 \cdot 17^2 \cdot 166,67} = 0.0517$$

Cuantía geométrica:

$$w_s = 0.054$$

Armadura:

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 7,22 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{\min}} = w_{\min} \cdot b \cdot d = 5,23 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida:

$$A_s = 7,22 \text{ cm}^2$$

$$9 \Phi 12 \text{ mm} \quad A_s = 10,18 \text{ cm}^2$$

Disposición de las Armaduras:

$$s = \frac{b - 2 * r - \Phi}{N_{barras} - 1} = 0.23 \text{ m}$$

Armadura positiva:

11 Φ 12 mm c/ 20 cm

- Armaduras de refuerzo (Momento negativo)

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{Md_{(+)}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{775900}{205 \cdot 17^2 \cdot 166,67} = 0,0786$$

Cuantía geométrica:

$$w_s = 0,084$$

Armadura:

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 11,22 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima:

$$A_{s_{min}} = w_{min} \cdot b \cdot d = 5,23 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida:

$$A_s = 11,22 \text{ cm}^2$$

$$11 \Phi \ 12 \text{ mm} \quad A_s = 12,44 \text{ cm}^2$$

Disposición de las Armaduras:

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - \Phi}{N_{barras} - 1} = 0,20 \text{ m}$$

Armadura negativa:

11 Φ 12 mm c/ 20 cm

Cálculo de la armadura de reparto: Esta cuantía no será inferior al 20% de la armadura principal, por lo que se tiene:

La armadura longitudinal principal positiva es:

$$A_s = 10,18 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 \cdot 10,18 = 2,036 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de $\Phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 4 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 4 * 0,785 \text{ cm}^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$3,14 \text{ cm}^2 > 2,04 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Por lo tanto se utilizara: $\phi 10 \text{ mm c}/20$

Elección = **$\phi 10 \text{ mm c}/20$**

CYPECAD = **$\phi 10 \text{ mm c}/20$**

2) Análisis de los Estados 3 y 4: Flexotracción y Flexocompresión

Datos:

fck =	250	kg/cm ²	= 25	N/mm ²
fyk =	5000	kg/cm ²	= 500	N/mm ²
RA =	6827.8	kg		
RB =	17704	kg		
Ra =	3330.63	kg/m		
Rb =	8636.1	kg/m		
b =	2.05	m		
m =	0	m		
t =	0.2	m		
α =	26.57	°		

- Flexotracción en rampa superior = Flexocompresión en rampa inferior

$$N_{d1} = T_{RS} = C_{RI} = \frac{R_b * b}{\sin \alpha} = 39580.51 \text{ kg}$$

$$M_{d1} = \frac{N_{d1} * (b + m)}{2} = 40570.02 \text{ kg.m}$$

- Flexotracción en rampa inferior = Flexocompresión en rampa superior

$$N_{d2} = T_{RI} = C_{RS} = \frac{R_a * b}{\sin \alpha} = 15264.79 \text{ kg}$$

$$M_{d2} = \frac{N_{d2} * (b + m)}{2} = 15646.41 \text{ kg.m}$$

- Verificación a Flexotracción y Flexocompresión

$$Md = Md_{max} = 40570.02 \text{ kg.m}$$

$$Nd = Nd_{max} = 39580.51 \text{ kg}$$

Se debe verificar si las piezas cumplen a flexotracción y flexocompresión, tomando en cuenta los siguientes esfuerzos como máximos:

$$0,85 \cdot f_{ck} = 212,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1,795 \frac{N}{\text{mm}^2} = - 17,95 \text{ kg/cm}^2$$

Verificación para Flexocompresión:

$$f = \pm \frac{6 \cdot Md}{t \cdot b^2} + \frac{Nd}{t \cdot b} \left\{ \begin{array}{l} +f = \text{Esfuerzo permisible en compresión} \\ \quad 38.62 \text{ kg/cm}^2 < 213 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en compresión} \\ \\ -f = \text{Esfuerzo permisible en tracción} \\ \quad - 19.31 \text{ kg/cm}^2 < - 18 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en tracción} \end{array} \right.$$

Verificación para Flexotracción:

$$f = \pm \frac{6 \cdot Md}{t \cdot b^2} + \frac{Nd}{t \cdot b} \left\{ \begin{array}{l} +f = \text{Esfuerzo permisible en compresión} \\ \quad 19.31 \text{ kg/cm}^2 < 213 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en compresión} \\ \\ -f = \text{Esfuerzo permisible en tracción} \\ \quad - 38.62 \text{ kg/cm}^2 < - 18 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Pasa en tracción} \end{array} \right.$$

Al cumplir estas condiciones no es necesario calcular la armadura para flexocompresión y flexotracción tanto en la rampa inferior como en la superior.

- 3) Análisis de los Estados 5 y 6: Esfuerzos de flexión vertical y horizontal en el descanso:

Esfuerzos internos en el descanso:

$$\begin{aligned}
R_B &= 17704 \text{ kg} \\
R_b &= 8636.1 \text{ kg} \\
b &= 2.05 \text{ m} \\
m &= 0 \text{ m} \\
\alpha &= 26.57^\circ \\
t &= 0.20 \text{ m}
\end{aligned}$$

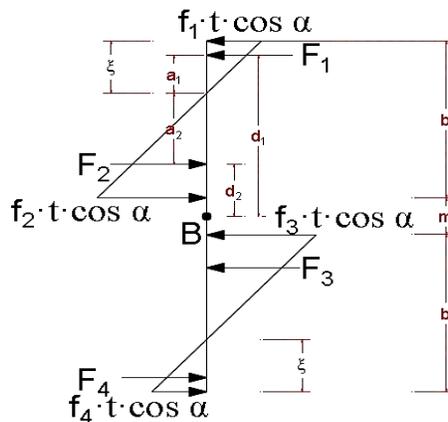
$$f_1 \cdot t \cdot \cos \alpha = \frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b + m)}{b} \right] = -34536.93 \text{ kg/m}$$

$$f_2 \cdot t \cdot \cos \alpha = \frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)}{b} \right] = 69073.86 \text{ kg/m}$$

$$f_3 \cdot t \cdot \cos \alpha = -\frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)}{b} \right] = -69073.86 \text{ kg/m}$$

$$f_4 \cdot t \cdot \cos \alpha = -\frac{R_b}{\tan \alpha} \cdot \left[1 - \frac{3 \cdot (b + m)}{b} \right] = 34536.93 \text{ kg/m}$$

Esfuerzos internos en el descanso:



$$\varepsilon = b \cdot \frac{f_1}{f_1 + f_2} = 0.68 \text{ m}$$

$$a_1 = 0.46 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.91 \text{ m}$$

$$d_1 = 1.82 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.46 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{\varepsilon \cdot (f_1 \cdot t \cdot \cos \alpha)}{2} = -11800.12 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{\varepsilon \cdot (f_2 \cdot t \cdot \cos \alpha)}{2} = 23600.24 \text{ kg}$$

$$F_3 = \frac{\varepsilon \cdot (f_3 \cdot t \cdot \cos \alpha)}{2} = -23600.24 \text{ kg}$$

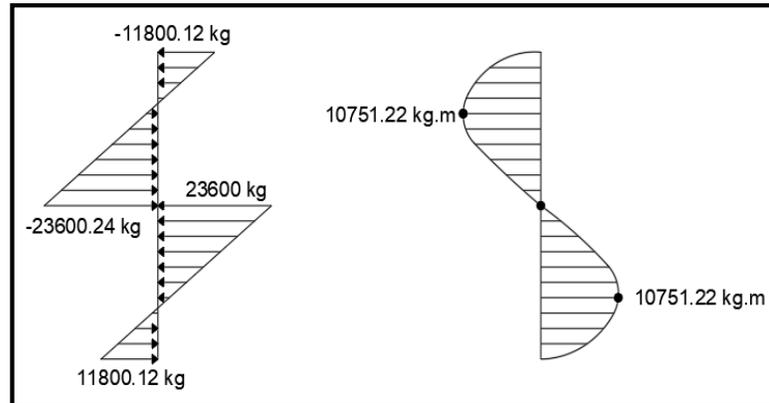
$$F_4 = \frac{\varepsilon \cdot (f_4 \cdot t \cdot \cos \alpha)}{2} = 11800.12 \text{ kg}$$

Momentos debido a las fuerzas resultantes:

$$M_{uXZ1} = F_2 * d_2 - F_1 * d_1 = 10751.22 \text{ kg.m}$$

$$M_{uXZ2} = F_4 * d_4 - F_3 * d_3 = 10751.22 \text{ kg.m}$$

Diagrama de Esfuerzos y Momentos



Esfuerzo que resiste el hormigón:

$$\begin{aligned} \mu &= 1075122 \text{ kg.cm} \\ t &= 17 \text{ cm} \\ b = l &= 210 \text{ cm} \\ d &= 210 \text{ cm} \\ c &= 8,50 \text{ cm} \\ f_{ck} &= 250 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$0.3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2.28 \frac{N}{\text{mm}^2} = 22.84 \frac{kg}{\text{cm}^2}$$

Inercia:

$$I = \frac{b * d^3}{12} = 85977,50 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{\mu * c}{I} \leq 0.30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$106,29 \leq 22.84 \frac{kg}{\text{cm}^2} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura, y se calcula el momento reducido:

$$\mu_d = \frac{Md}{t \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,0082$$

Cuantía mecánica:

$$w_s = 0,0080$$

Refuerzo transversal:

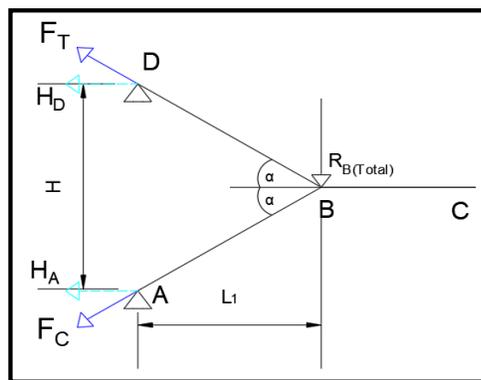
$$A_s = w_s \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Armadura escogida:

$$A_s = 1,09 \text{ cm}^2$$

1 Φ 12 mm

4) Análisis de Estado 7: Esfuerzos axiales en las rampas (Tracción y compresión)



$$\begin{aligned} R_B &= 17704 \text{ kg} \\ R_b &= 8636,10 \text{ kg} \\ L_1 &= 360 \text{ cm} \\ H &= 390 \text{ cm} \\ \alpha &= 26,57^\circ \\ f_{cd} &= 166,67 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{yd} &= 4347,83 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Área de la sección:

$$\begin{aligned} b &= 205 \text{ cm} \\ t &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_b \cdot L_1 - H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_D = 7971,78 \text{ kg}$$

$$F_T = \frac{H_D}{\cos \alpha} = 8913,11 \text{ kg}$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow Rb \cdot L_1 - H_A \cdot H = 0 \rightarrow H_A = 7971,78 \text{ kg}$$

$$F_C = \frac{H_A}{\cos \alpha} = 8913,11 \text{ kg}$$

Armaduras para resistir la tracción axial:

$$As_T = \frac{F_T}{fyd} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Armadura a utilizar:

2 Φ 12 mm

Cálculo de compresión axial:

Todas las fibras de la sección están a compresión:

$$\frac{F_C}{b_r \cdot d_r} \leq 0,85 \cdot f_{cd}$$

$$2,17 \leq 141,67 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Considerando la tensión del acero:

$$fyd \cdot As_T \geq 0,10 \cdot F_C$$

$$8913,11 \geq 891,31 \quad \text{Cumple}$$

- 5) Análisis de Estados 8 y 9: Análisis debido a los momentos de empotramiento producidos por la deformación en el apoyo ficticio:

Datos:

RB = 17704	kg	c = 102.5	cm
Rb = 8636,10	kg/m	t = 20	cm
h = 390	cm	L1/ = 414	cm
b = 205	cm	L1 = 360	cm
dr = 29.86	cm	E = 333000	kg/cm ²
m = 0	cm	α = 26.57	°

Análisis 1:

La deformación total es la suma de los efectos de tensión axial y de flexión en el marco.

- Acortamiento y alargamiento (producidos por la tensión axial)

$$A_{BD} = A_{AB} = A = b \cdot t = 4100 \text{ cm}^2$$

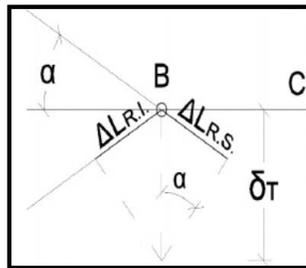
$$L_{BD} = L_{AB} = L_{1/} = 414 \text{ cm}$$

$$F = C = T = \frac{R_b \cdot b}{\sin \alpha} = 39580.51 \text{ kg}$$

$$\Delta L = \Delta L_{RI} = \Delta L_{RS} = \frac{F \cdot L}{A \cdot E} = 0.0120 \text{ cm}$$

- Deformación por tensión axial (δ_{TA})

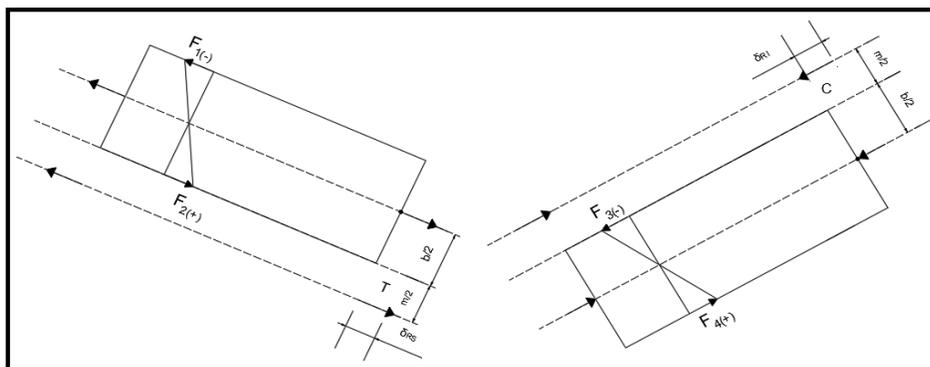
Deformación por tensión axial



$$\delta_{TA} = \frac{\Delta L}{\sin \alpha} = 0.0268 \text{ cm}$$

- Deformación por flexión (δ_F)

Deformaciones en rampa superior e inferior



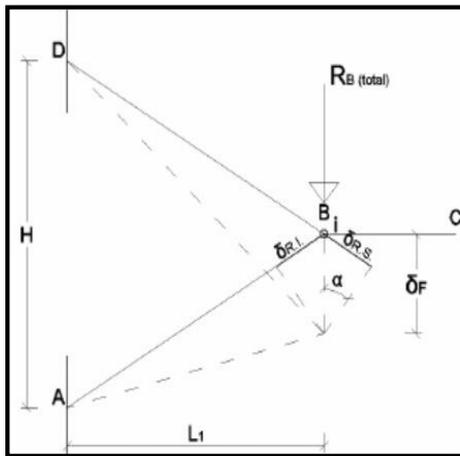
$$M = F \cdot \frac{b + m}{2} = 4057002 \text{ kg.cm}$$

$$I = \frac{t \cdot b^3}{12} = 14358542 \text{ cm}^4$$

$$c = 102,5 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{M \cdot c}{I} = 28,96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Deformación por flexión:



Deformación unitaria:

$$\xi = \frac{\delta_f}{L}$$

Deformación total:

$$\sigma = \xi \cdot E = \frac{\delta_f}{L} \cdot E$$

$$\delta_f = \sigma \cdot \frac{L}{E} = 0.036 \text{ cm}$$

$$\delta_F = \frac{\delta_f}{\sin \alpha} = 0.080 \text{ cm}$$

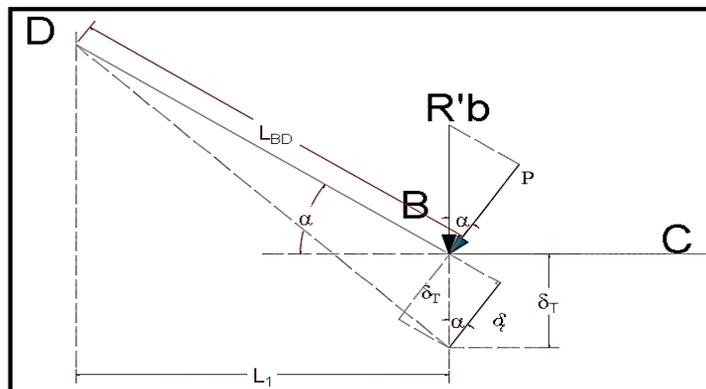
- Deformación Total para el Análisis 1:

$$\delta_{T1} = \delta_{TA} + \delta_F = 0.1073 \text{ cm}$$

Análisis 2:

Se considera una viga en voladizo, sometida a la acción de una carga R_b .

Deformaciones en viga empotrada a partir de una carga



Del análisis 2, se obtiene la ecuación de deformación δ_{T2}

Flecha Máxima:

$$\delta_t = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\left. \begin{array}{l} P = r'_b \cdot b \cdot \cos \alpha \\ L = L_{AB} = L_{BD} \\ I = \frac{b \cdot t^3}{12} \end{array} \right\} \delta_t = \frac{4 \cdot r'_b \cdot L^3 \cdot \cos \alpha}{E \cdot t^3}$$

Deformación total para el análisis 2

$$\delta_{T2} = \frac{\delta_t}{\sin \alpha}$$

Compatibilizando los desplazamientos en ambos análisis, se obtiene una ecuación para el cálculo de r'_b .

$$\delta_{T1} = \delta_{T2}$$

$$r'_b = \frac{r_b \cdot t^2}{\sin^2 \alpha \cdot 4 \cdot L^2} * \left[1 + \frac{3 \cdot (b + m)^2}{b^2} \right] = 49,14 \text{ kg/m}$$

Con los Análisis 1 y 2 se calcula la carga r'_b , la cual ocasiona los momentos de empotramiento.

$$M_{empA} = M_{empB} = M_{emp} = r'_b \cdot b \cdot L_1 = 362,66 \text{ kg.m}$$

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M_{emp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,00119$$

Cuantía geométrica:

$$w_s = 0,0012$$

Refuerzo transversal:

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 9,18 \text{ cm}^2$$

As escogida:

$$A_s = 9,18 \text{ cm}^2$$

$$10 \Phi \quad 12 \text{ mm} \quad A_s = 11,31 \text{ cm}^2$$

Disposición de las armaduras:

$$s = \frac{b - 2 * r - \Phi}{N_{barras} - 1} = 21.98 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

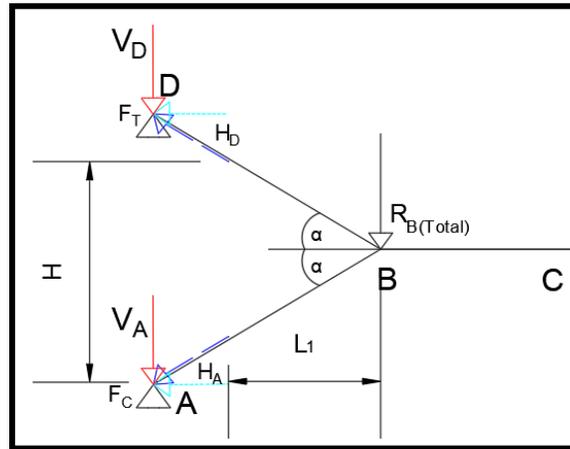
10 Φ 12 mm c/ 20 cm

Una vez realizado el diseño estructural de la escalera, se verifica si la viga en la cual se apoyará la escalera, requiere refuerzo por la transmisión de esfuerzos generados en las rampas.

Refuerzo en la Viga de apoyo:

De acuerdo a la reacción que se genera en el punto B, se procede a calcular la fuerza que afectará la viga (V_A), para luego calcular el momento y reforzar la viga y así posteriores fisuras en la misma.

Figura N° 4.14 Disposición de las fuerzas actuantes en los apoyos



Fuente: Elaboración Propia

$R_B = 17704 \text{ kg}$
 $L_1 = 360 \text{ cm}$
 $H = 390 \text{ cm}$
 $\alpha = 26.57^\circ$
 $f_{cd} = 166,67 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$

Área de la sección de la viga:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

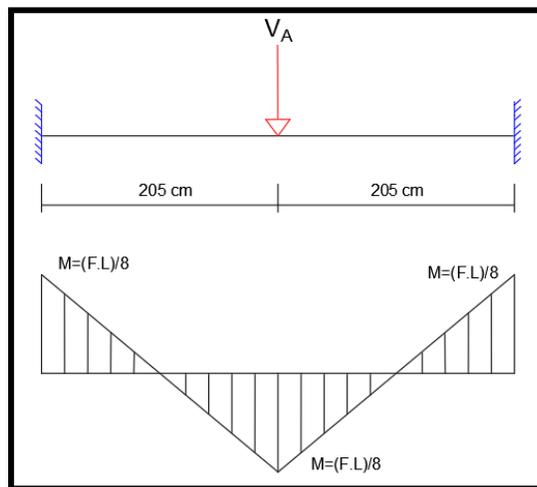
$$L = 4.10 \text{ m}$$

$$\sum M_D = 0 \rightarrow Rb \cdot L_1 - H_D \cdot H = 0 \rightarrow H_A = 16342,15 \text{ kg} = H_D$$

$$F_T = \frac{H_A}{\cos \alpha} = 18270,15 \text{ kg}$$

$$V_A = F_T \cdot \text{sen } \alpha = 8169,28 \text{ kg}$$

Figura N° 4.15 Fuerza actuante en los apoyos



Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del Momento:

$$M_T = \frac{V_A \cdot L}{8} = 4186,76 \text{ kg.m}$$

Momento reducido:

$$\mu_d = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,073$$

Cuantía geométrica:

$$w_s = 0,077$$

Refuerzo transversal:

$$A_s = w_s \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 2,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot b \cdot d = 1,39 \text{ cm}^2$$

As escogida:

$$A_s = 2,73 \text{ cm}^2$$

Área a considerar para reforzar la viga para armadura longitudinal:

$$\frac{A_s}{2} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Se adopta barras de $\Phi = 10\text{mm}$ con $A_s = 0,785 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Por tanto, se reforzará la viga a flexión con 2 barras de $\Phi 10 \text{ mm}$.

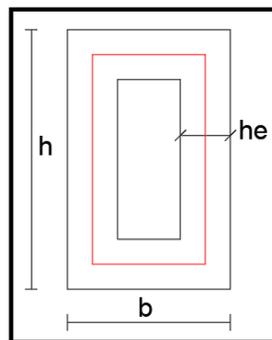
De igual forma, se reforzará la viga a compresión con 2 barras de $\Phi 12 \text{ mm}$, se adopta este diámetro ya que en los apoyos es donde se podría generar fisuras.

De acuerdo al momento calculado, también aumenta los esfuerzos a cortantes; es por ello, que se calculará el área para armadura transversal necesaria.

La condición a agotamiento por tracción de la armadura transversal es:

$$M_T = \frac{2 \cdot A_e \cdot A_t \cdot f_{td}}{s}$$

Para ello se calcula el área eficaz de la viga:



Espesor eficaz:

$$h_e \leq \frac{A}{P} = \frac{25 \cdot 40}{2 \cdot (25 + 40)} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$A_e = (25 - 7,69) \cdot (40 - 7,69) = 559,29 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2 \cdot A_t}{s} = \frac{M_T}{A_e \cdot f_{td}} = 0,15 \text{ cm}^2$$

El área requerida para la armadura transversal es $0,15 \text{ cm}^2$

Debido al requerimiento de armadura transversal de la viga por las demás cargas que recibe, se calcula el área necesaria.

$V_d = 12384 \text{ kg}$ (Esfuerzo cortante proporcionado por el programa CYPECAD).

Entonces la contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 5966,25 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d > V_{cu} \rightarrow 12384 \text{ kg} > 5966,25 \text{ kg}$$

Se necesita armadura transversal

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 46250,93 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 6417,75 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 4,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El área total transversal requerida es:

$$A_{T1} + A_{sV}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{sT1} = 2,20 \text{ cm}^2/\text{m} + 0,15 \text{ cm}^2$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{2,35 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 9 \text{ barras}$$

Separación Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{9} = 11 \text{ cm}$$

Elección = Φ 6mm c/11 cm (en el apoyo donde se encuentra la escalera)

De acuerdo a estos resultados se refuerza la viga, disponiendo la armadura de la manera más adecuada para que la estructura sea estable.

4.4. Verificación de los resultados obtenidos

Se comprobó los resultados obtenidos con el cálculo manual y los resultados proporcionados por el programa CYPECAD 2017.

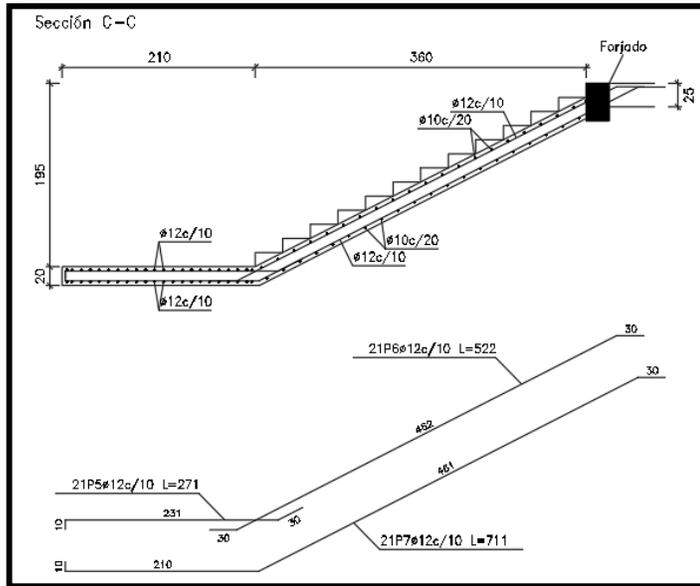
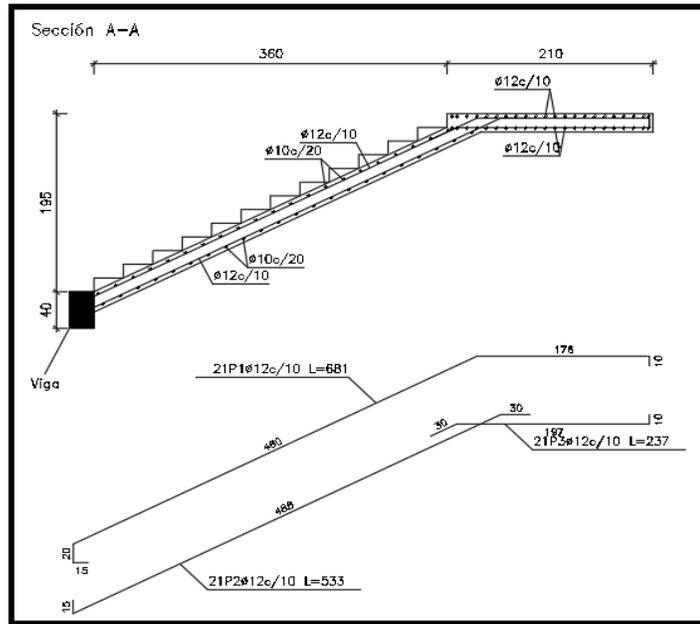
Escalera Autoportante	Área manual (cm ²)	Área CYPECAD (cm ²)	Armadura Adoptada	Armadura CYPECAD	Diferencia en %
Longitud inferior positiva	12.44	23.75	11 Φ 12mm c/20	21 Φ 12mm c/10	0
Armadura de refuerzo por empotramiento	11.31		10 Φ 12mm c/20		
Longitud superior negativa	12.44	23.75	11 Φ 12mm c/20	21 Φ 12mm c/10	0
Armadura de refuerzo por empotramiento	11.31		10 Φ 12mm c/20		
Transversal inferior	3.14	3.93	5 Φ 10mm c/20	5 Φ 10mm c/20	18,20
Transversal superior	3.14	3.93	5 Φ 10mm c/20	5 Φ 10mm c/20	18,20

Conclusión:

Se puede ver que el programa CYPECAD 2017 calcula un diámetro para las barras similar al calculado en forma manual. En algunas ocasiones se calculó manualmente una armadura menor a la que da como resultado el programa; la variación no es muy relevante, por tanto, el análisis es válido de acuerdo a los resultados.

Cabe mencionar que las armaduras longitudinales en las rampas se complementan con la armadura de empotramiento analizada en el cálculo, de modo que la armadura calculada y proporcionada por el programa son muy similares.

Figura N° 4.16 Disposición de la Armadura de la Escalera Autoportante



Fuente: CYPECAD 2017

4.5. Estudio comparativo

En este punto se trata de mostrar las diferencias técnicas entre el diseño de dos sistemas de escaleras, de manera que se demuestre la complejidad de ambos cálculos y a la vez, la diferencia de comprobaciones de seguridad.

Análisis técnico comparativo

- Análisis de escalera de losa

Para el cálculo de la escalera de losa se realiza un análisis en el cual se identifica la escalera como una viga isostática, simplemente apoyada, y como una viga hiperestática, biempotrada, (Como se indica en el capítulo 2 y el diseño en el capítulo 3).

Este análisis se lleva a cabo para un plano de trabajo, tomando en cuenta el tipo de apoyo para encontrar los esfuerzos máximos. De este modo la dificultad de cálculo se reduce, y es menos probable cometer errores que puedan llevar a fallas en el diseño.

- Análisis de escalera autoportante

El análisis inicia de igual manera que la escalera de losa. Se efectúan los cálculos en un plano de la estructura, considerando la escalera como una viga simplemente apoyada con voladizo, ya que este sistema de escalera tiene un descanso en voladizo donde se generan mayores esfuerzos internos en varias direcciones y en cada uno de los elementos de la escalera (rampa y descanso).

Por lo tanto, se debe realizar cálculos de dichos esfuerzos en las diferentes direcciones, para posteriormente verificar la seguridad y estabilidad.

- Análisis de comprobaciones entre escaleras

A continuación, se presenta un cuadro indicando las comprobaciones que se efectuaron para garantizar la seguridad de funcionamiento de cada tipo de escalera.

Cuadro de verificación a realizar en diferentes sistemas de escaleras:

Verificaciones:	Sistema de escalera de losa	<ul style="list-style-type: none"> - Flexión Simple tanto para rampa superior e inferior (ambos se realizan en el plano longitudinal para momento positivo y negativo) - Armadura Transversal
	Sistema de escalera autoportante	<ul style="list-style-type: none"> - Flexión simple en la rampa superior - Flexión simple en la rampa inferior - Flexo-tracción en la rampa superior - Flexo-compresión en la rampa inferior - Flexión vertical en el descanso y torsión - Flexión horizontal en el descanso y torsión - Esfuerzo axial en las rampas superior e inferior - Momento debido al empotramiento

El cuadro muestra de manera concisa la diferencia en la cantidad de comprobaciones efectuados entre cada sistema de escaleras, y así es posible determinar la complejidad de los cálculos necesarios para evitar fallas.

Ventajas y desventajas del Sistema de Escaleras Autoportantes:

Sistema de Escaleras Autoportantes:	Ventajas:	<ul style="list-style-type: none">- Solo requiere elementos estructurales de apoyo (zapatas, vigas y columnas) al principio y final de la escalera autoportante.- Ahorro de materiales, tanto en volúmenes de hormigón como en cantidades de acero, porque no es necesario la disposición de zapatas y columnas en la parte intermedia de la escalera.- La cantidad de peso de acero requerido en la escalera autoportante aumenta debido al requerimiento de los diferentes análisis, pero este incremento de armadura no es muy significativo, tomando en cuenta el ahorro que se tiene en cuanto a los elementos estructurales mencionados anteriormente.
	Desventajas:	<ul style="list-style-type: none">- Presentan mayor dificultad técnica para el cálculo de las armaduras.- Requiere mano de obra especializada para evitar errores en la ejecución.

Éste es un sistema de escaleras recomendado para aquellas edificaciones donde se dispongan las mismas en zonas internas o en zonas al aire libre, ya que presentan más elegancia, sencillez y originalidad, además permiten ahorrar espacio.

De esta manera, se muestra que los sistemas de escaleras autoportantes brindan seguridad y estabilidad debido a las diferentes comprobaciones que se realizan, sin embargo, presentan mayor dificultad técnica tanto para el cálculo como para la ejecución de la misma.

CONCLUSIONES

Realizado el diseño estructural de la “Unidad Educativa Fray Quebracho” a construir en la ciudad de Tarija se generan las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a la propuesta de los objetivos generales y específicos, se llegó a cumplir con el diseño de la “Unidad Educativa Fray Quebracho”, cabe mencionar que al realizar el presente proyecto se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico y la eficiencia; para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.
- El estudio de suelos se realizó con la empresa CEPAS, en cuanto a la capacidad portante se tomó el valor de $2,70 \text{ kg/cm}^2$ a 1,70 m de profundidad para el diseño de zapatas aisladas, por ser el más crítico correspondiente a las capacidades portantes del terreno según los resultados obtenidos de ensayos en dos pozos, del cual se redujo un 10% por cuestiones de seguridad y posibles errores, utilizando una capacidad portante de $2,40 \text{ kg/cm}^2$.
- El diseño estructural con el programa CYPECAD 2017 proporcionó valores de armadura similares a los del cálculo manual, en algunos casos hubo una pequeña diferencia en las cuantías de armaduras.
- Los entrepisos y la azotea están compuestos por losas alivianadas, algunas aulas de la azotea fueron diseñadas con losas casetonadas debido a las grandes luces que presentan cumpliendo con la Norma Boliviana de Hormigón CBH-87; para las losas casetonadas se tomó algunos parámetros de “Los Forjados Reticulares” de Florentino Regalado Tesoro.
- En el diseño de la escalera autoportante se consideró varios análisis de comprobación debido a que no posee ningún apoyo, para lo cual se adoptó criterios de “Análisis y Diseño de Escaleras” de Carlos Antonio Fernández Chea.
- Realizado el diseño de la escalera autoportante, se puede concluir que este tipo de escalera requiere más armadura que una escalera convencional

debido a que se generan mayores esfuerzos internos; pero se tiene un ahorro de materiales en cuanto a que no se tendrá apoyo de elementos estructurales (zapatas, vigas y columnas), además proporciona un aspecto más estético en cuanto a lo arquitectónico.

- En todos los elementos estructurales se adoptó cuantías de acero, los más cercanas a las cuantías mínimas; por lo que se garantiza la eficiencia de los elementos estructurales.
- El costo estimado del proyecto es de 6.234.316,59 Bs donde el costo por metro cuadrado en dólares es 316,58 \$/m². Incluye las dos plantas, sin considerar instalaciones de servicio (agua, electricidad, sanitario, pluvial).
- La ejecución física del proyecto llevará un tiempo estimado de 383 días de acuerdo a un plan de obra propuesto.

RECOMENDACIONES

Se hacen las siguientes recomendaciones:

- Dentro del estudio de suelos se verificó que los estratos tenían muy poca variación, pero si en caso hubiera tenido diferentes estratos, es conveniente realizar más estudios de suelos en diferentes puntos del terreno para evaluar la capacidad portante del mismo y considerar el valor más crítico de acuerdo a los resultados obtenidos.
- Es necesario realizar una verificación manual del diseño de los elementos, ya que presentan algunas variaciones en su armado, lo cual puede ser de gran importancia para contar con una referencia de comparación en los resultados que entrega cualquier software.
- Para obtener resultados similares de cuantías de acero, es importante que los datos introducidos al programa sean calculados o extraídos de la normativa que se esté utilizando.
- En la etapa de construcción de la escalera autoportante se debe contar con una mano de obra especializada y capacitada, como en la dirección y supervisión, para evitar errores tanto en su ejecución y en el control de calidad de la misma.
- Toda la ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones técnicas, control de calidad, equipos adecuados y todo lo necesario para el buen desarrollo del proyecto.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalle para evitar fallas en el funcionamiento.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado, como es el caso de las vigas, columnas, zapatas y losas, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana de Hormigón CBH-87.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerido en diseño, se recomienda utilizar hormigones premezclados, ya que ahorra tiempo y dinero; además de utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.