

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1. Problema

El crecimiento constante de la población mundial ha generado la necesidad de ciudades más eficientes en términos de uso del suelo y consumo de energía.

La Ciudad de Tarija, está desarrollando un alto crecimiento poblacional, lo cual ha llevado a los arquitectos e ingenieros a plantearse el diseño de nuevas estructuras que atiendan las demandas de la población.

Por lo que el presente proyecto busca ayudar satisfacer un porcentaje de esta población que demandan estas estructuras, el proyecto Condominio B&B fue elaborado por PLUSAR donde la arquitectura estuvo a cargo de los Arquitectos Ricardo Marco Valdez Montalvo y Trina Camila Fulque Flores, diseño que fue encargado por la empresa ECOBLAD.

1.1.1. Planteamiento

Actualmente el incremento de la población ha generado nuevas tendencias, sociales, económicas y tecnológicas que obligan a cambios en el ordenamiento de la mancha urbana y ampliación de la misma. Frente a estas tendencias se ha generado demandas de vivienda social a bajo costo, esto exige contar con infraestructuras destinadas a satisfacer estas demandas, en este caso la tipología de condominios resulta accesible económicamente.

En la actualidad estos proyectos están regulados por las instituciones establecidas en Tarija como D.O.T. (Dirección de Ordenamiento Territorial) y la S.I.B. (Sociedad de Ingenieros de Bolivia), donde el diseño arquitectónico y estructural de estas edificaciones está normado.

El condominio B&B responde a estas demandas espaciales y se encuentra bajo los lineamientos arquitectónicos establecidos por las instituciones competentes.

Este proyecto se encuentra en etapa de pre inversión por lo que el problema es la falta del cálculo estructural de la infraestructura, el mismo ha sido elaborado en el presente trabajo. Al realizar el Diseño Estructural del condominio B&B, se quiere brindar una infraestructura eficiente y así identificar la variación de los elementos estructurales en volúmenes de acero y hormigón, al aplicar el aporte académico.

1.1.2. Formulación

La construcción del Condominio B&B que contará con todas las comodidades para la población, se dará solución al problema y se mejorarían las condiciones de vida ya que se ofrecerá ambientes estables, modernos y confortantes. Por consiguiente, se planteó la alternativa: **“Construcción de la infraestructura de un Condominio B&B”**, como solución, la misma que cuenta por parte de la empresa con un diseño arquitectónico, topografía y estudio de suelos.

1.1.3. Sistematización

Con la alternativa definida, **“Condominio B&B”**, 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 de losa casetonada.
- Estructura de sustentación para la cubierta losa maciza y de estructura metálica.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Realizar el diseño estructural del **“Condominio B&B”**, aplicando la norma Boliviana del hormigón CBH-87 y el Método LRFD para la estructura metálica.

1.2.2. Específicos

1. Validar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
2. Validar el estudio de suelos SPT de forma visual en el sitio de emplazamiento del proyecto.
3. Realizar el cálculo estructural aplicando parámetros de diseño, generando cálculos manuales y comprobando con la ayuda de un programa estructural CYPECAD.
4. Elaborar los planos estructurales de todos los elementos estructurales del proyecto para su correcta ejecución.
5. Realizar el presupuesto y cronograma de actividades para determinar el plazo de ejecución y así hacer la comparación de costo y tiempo de la estructura, relacionado con el aporte académico.

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 analizo el sistema estructural propuesto en la arquitectura y se respetó las directrices del diseño arquitectónico establecidas, y se buscó el sistema estructural que mejor se adaptó a los aspectos técnicos y económicos, teniendo como principal parámetro la seguridad de la estructura, realizando el análisis de carga de la misma.

- ✓ Se uso el programa CYPECAD 2017 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 uso las normas vigentes Norma Boliviana CBH-87, la Guía Boliviana de Diseño Sísmico y el Método LRFD 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 a la empresa ECOBLAD con el cual se logrará satisfacer el requerimiento del proyecto y tener la referencia de los costos de la estructura final y con eso dar inicio a la construcción del mismo, para que las familias que elijan estos departamentos sean accesibles para toda la sociedad.

1.3.4. Económica

El diseño estructural del proyecto cumple con las normas de seguridad establecidas, y determina el incremento económico de la estructura afectada con carga sísmica.

1.3.5. Ambiental

De acuerdo a la normativa vigente G.A.M. TARIJA, que está vigente desde el año 2013 las normas de uso de suelo, nos indica que el emplazamiento del proyecto está en una Zona Residencial de Alta Densidad Extensiva, el mencionado proyecto no tendrá impactos ambientales significativos, serán de corta duración, localizados y de baja frecuencia.

1.4. Ubicación de Proyecto

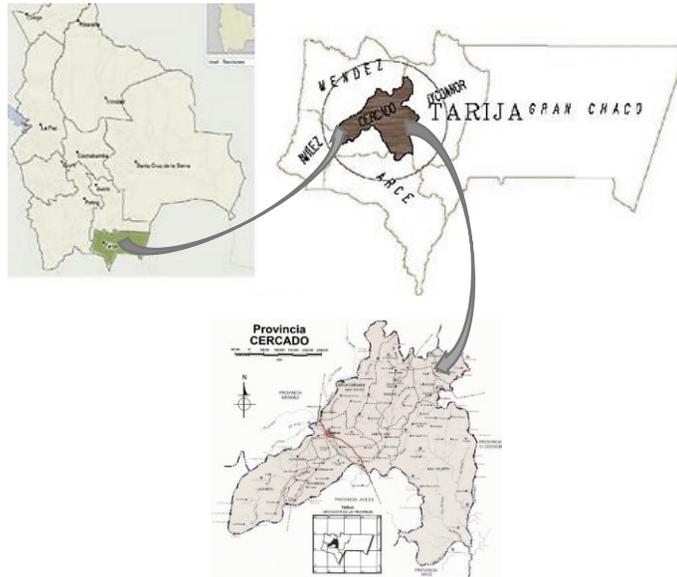
1.4.1. Espacial

El presente proyecto es elaborado en base a una necesidad actual, que lleva al Diseño Estructural del Condominio B&B, que está ubicado en el 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.

El emplazamiento del proyecto condominio B&B se encuentra en el área urbana, en el lote N° 8 ubicado en el barrio Alto Senac, colinda al norte con el lote N° 9 con 30 metros, al sur con el lote N° 7 con 30 metros, entre la calle E con 20 metros y la Avenida E con 20 metros, es parte del distrito 13, de la provincia Cercado, departamento de Tarija, a 911 m aproximadamente de la Planta de Agua Potable de COSAALT, sus coordenadas geográficas son 21°32'02.7"S y 64°46'33.3"O.

Figura 1. Mapa de Bolivia, Departamento de Tarija y Provincia Cercado



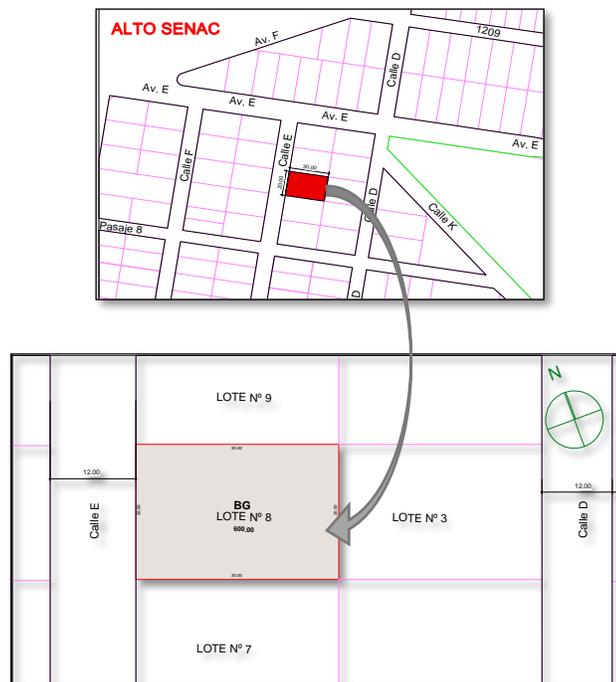
Fuente: Google

Figura 2. Ubicación del proyecto en Alto Senac



Fuente: Google Earth

Figura 3. Ubicación del proyecto dentro del manzano



Fuente: Elaboración propia

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 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

En el Departamento de Tarija, según en el censo 2012 se muestra los datos de la cantidad de población que tiene acceso a diferentes modalidades de tipos de vivienda.

Cuadro 2. Habitantes en Tarija que tiene acceso a vivienda, Censo 2012

Población en viviendas particulares	199.048	95.890	103.158
Población en viviendas colectivas	5.883	3.341	2.542
Población sin vivienda en tránsito	385	247	138
Población sin vivienda que vive en la calle	59	44	15

Fuente: Instituto Nacional de Estadística - Censo Nacional de Población y Vivienda

Datos de la cantidad de población que cuenta con vivienda propia en la Provincia Cercado de Tarija según censo 2012.

Cuadro 3. Habitantes en la provincia Cercado, que tiene vivienda propia

Provincia y Municipio	Total	Tamaño promedio del hogar	Promedio de Personas		Tienen cuarto exclusivo para cocinar	Tienen vivienda propia
			Por dormitorio	Por habitación multiuso		
Bolivia	2.803.982	3,50	2,31	1,78	74,90	69,72
Tarija	126.248	3,67	2,30	1,82	74,95	66,30
Cercado	54.926	3,62	2,16	1,76	75,39	59,06
Tarija	54.926	3,62	2,16	1,76	75,39	59,06

Fuente: Instituto Nacional de Estadística - Censo Nacional de Población y Vivienda

Datos de la cantidad de población en el área URBANA de la ciudad de Tarija que cuenta con vivienda Propia 56,77% y el resto que tienen otras modalidades llega al 43,23% según censo 2012.

Cuadro 4. Habitantes en la ciudad de Tarija, censo 2012

AREA	TARIJA		
	1992	2001	2012
Tenencia de la vivienda			
Bolivia	61.242	87.157	126.248
Propia	65,79	63,7	66,3
Alquilada	18,14	20,98	19,78
En contrato anticrético	1,31	3,21	2,39
En contrato mixto	0,17	0,36	0,27
Cedida por servicios	6,9	4,41	2,38
Cedida por parientes o amigos	6,81	6,13	6,91
Otra	0,87	1,21	1,97
Urbana	34.348	57.429	81.982
Propia	53,71	54,17	56,77
Alquilada	29,53	29,2	27,62
En contrato anticrético	2,21	4,74	3,58
En contrato mixto	0,18	0,41	0,38
Cedida por servicios	4,63	3,03	1,77
Cedida por parientes o amigos	8,79	7,01	7,44
Otra	0,95	1,44	2,44
Rural	26.894	29.728	44.266
Propia	81,22	82,1	83,93
Alquilada	3,59	5,09	5,26
En contrato anticrético	0,16	0,28	0,19
En contrato mixto	0,15	0,28	0,08
Cedida por servicios	9,81	7,07	3,49
Cedida por parientes o amigos	4,28	4,43	5,94
Otra	0,78	0,75	1,11

Fuente: Instituto Nacional de Estadística - Censo Nacional de Población y Vivienda

1.4.3. Servicios básicos existentes

El sitio donde se emplazará el proyecto cuenta con los siguientes servicios básicos:

- Red de Agua Potable y Alcantarillado es cubierta por la cooperativa de COSAALT.

- Electricidad es cubierta por la Empresa de Servicios Eléctricos de Tarija; SETAR.
- Gas es cubierta por la empresa de EMTAGAS.
- Red de Telefonía por la cooperativa COSETT
- Red de internet por la empresa de ENTEL.

Es decir, cuenta con todos los servicios básicos necesarios para poder desarrollarse.

1.5. Alcance

El proyecto contempla el “Diseño Estructural del Condominio B&B” en la ciudad de Tarija, en el cual se desarrollará lo siguiente:

- Estudio de suelos.
- Topografía.
- Idealización de estructura.
- Cálculos estructurales.
- Verificación de sus elementos.
- Presupuestos y plazo de ejecución.

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:

- El aporte solo se verificará en volúmenes de hormigón y de hierro los cuales irán reflejados en costo y tiempo

- No se diseñan redes de servicio (agua potable, red eléctrica, gas, sonido 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.

Visita de Campo para verificación de Topografía

Es la actividad que se define como sondeo principal para desarrollar las siguientes actividades:

- **Verificar** los documentos proporcionados (planos) estén de acuerdo a la realidad, esto se lo hace de forma visual y con ayuda de flexómetro, guincha y además con algún software como ser google earth.
- **Corregir** si faltara documentación o existe alguna diferencia relevante que puede afectar en general al proyecto.

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. 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.

2.2.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Se desarrollo 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.

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.

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se utiliza la Figura de Capacidad portante para gravas y mezclas de Suelo⁽⁺⁾ (Anexo 1: Tablas). Y se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico del condominio B&B tiene como fin un objetivo, satisfacer la demanda de vivienda que existe en la actualidad. El diseño arquitectónico es un proceso lógico, artístico y científico capaz de identificar las formas, las organizaciones y los procesos para la creación de áreas dedicadas en el que el hombre puede realizar tareas específicas, tales como vivir, trabajar, relajarse, cuidar, etc.

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

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.

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.

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.

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, que también incluye la preparación de planos.

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.

Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2018, esta guía se aplica al análisis, diseño y construcción de edificaciones sismo resistentes, se incluyen también indicaciones para realizar la evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras.

Para Estructuras Metálicas: LFRD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño) para la cubierta.

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 (Anexo 1 Tablas).

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.

Aceros

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

- Barras corrugadas.

Debe considerar las características geométricas, mecánicas y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

Características Geométricas y Mecánicas

Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm. (ver Anexo 1 Tablas). Las barras empleadas en el diseño del hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 5000 kg/cm^2 .

Adherencia entre Hormigón y Acero

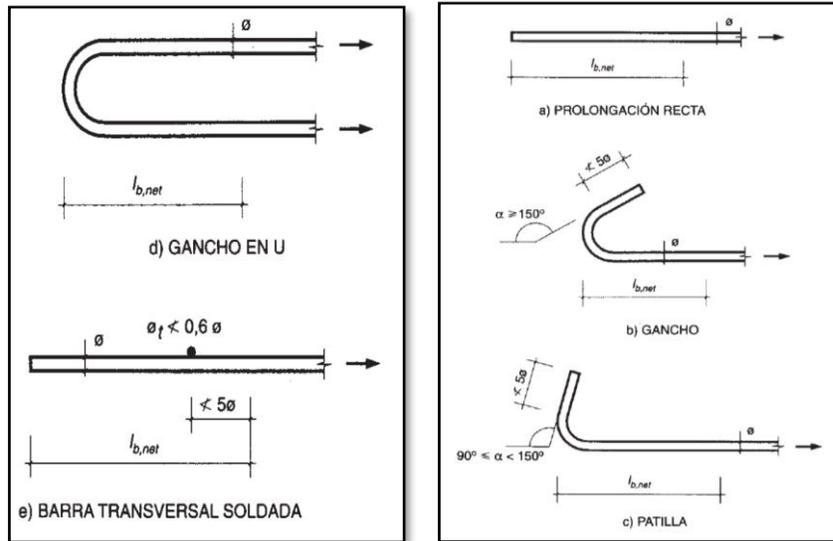
La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: el de asegurar el anclaje de las barras y el de transmitir las tensiones tangenciales periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal.

Disposición de las 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 4. Formas de anclaje



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

La figura de longitud de anclaje y valores de los coeficientes “m” están en el Anexo 1.

Empalmes

Los empalmes pueden realizarse por traslapeo 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.

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

Distancia entre Barras

La Norma Boliviana 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 normas establecen para los recubrimientos las limitaciones 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.

El recubrimiento mínimo en cualquier caso deberá ser mayor que 2 cm.

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.

Las operaciones de doblado deben efectuarse en frío y a velocidad moderada. (Ver Tabla 3 Diámetro de los mandriles, Anexo 1 Tablas).

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. Los valores básicos

de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos están en la tabla de Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales, Anexo 1.

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.

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

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

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

Donde:

- G: Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.
- Q: Valor característico de las cargas variables de explotación, de 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. Diseño de Losa Maciza

Una losa maciza es un elemento estructural normalmente sometido a flexión ya que las cargas que en esta actúan son principalmente perpendiculares a esta, su función principal es sostener las cargas que hay en una estructura y transmitir estas a las vigas y columnas.

2.7.1.2. Diseño de 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 es en función del diseño estructural: la separación máxima de 100 cm y el ancho de nervio de 10 a 15 cm, pero no menor a 7 cm (CBH-87).

Capa de compresión: Las losas 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.

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 6: 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. Las tablas son 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.
2. En las proximidades de un apoyo, la anchura eficaz de la cabeza de compresión, a cada lado del nervio, $0.5 \cdot (b_e - b_w)$, no será superior a la distancia entre apoyo y sección considerada.
3. 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 .

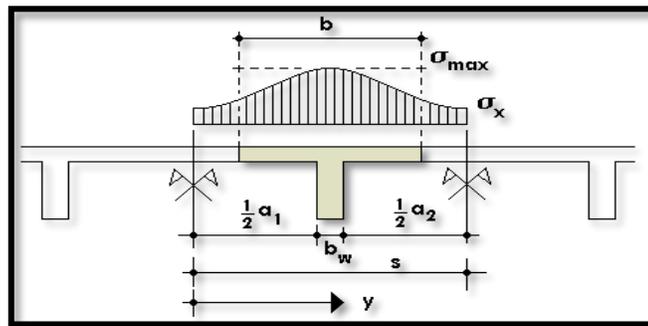
$$b'_w = b_w + 2b_c \text{ si } b_c < h_c \text{ o } b'_w = b_w + 2h_c \text{ si } b_c \geq h_c$$

$$b_1 = \frac{b_e - b_w}{2}$$

➤ **Viga T aislada**

Anchura de la cabeza de compresión que debe tomarse a uno y otro lado del nervio, en centro luz, cuando la viga esté sometida a carga uniformemente repartida¹.

Figura 5. Transmisión de cargas de nervio a placa



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

El ancho de colaboración o ancho efectivo depende de:

- La forma de la carga: uniforme, puntual directa o indirecta.

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

- 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.
- 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:

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

Resistencia de las vigas de Losa

Al analizar la resistencia de una viga plana 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 por la CBH-87 que permitirán calcular los momentos (Ver Anexo 1 Tablas).

➤ **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. La cuantía mínima ω_{min} se calculará como una viga.

➤ **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, 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 (cm²/m)

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

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas (kg/cm²) = 5000 kg/cm²

El máximo espaciamiento entre alambres de la malla es 5 veces el espesor de la loseta o 45 cm, el que sea menor: $e_{\text{máx}} = 5 \cdot h_f = 25 \text{ cm}$

2.7.1.3. Diseño de Cubierta Metálica

El método adoptado para el diseño de la cubierta metálica es el método de Diseño por factores de carga y resistencia (LFRD), que se basa en los conceptos de estados límites y pretende proporcionar una confiabilidad uniforme para todas las estructuras de acero. Debido que para el LFRD se emplea un coeficiente de seguridad o factor de carga para las solicitaciones permanentes menor que para las demás acciones.

Combinaciones de carga: La norma LRFD nos muestra las siguientes combinaciones:

1.4D	(1)
1.2D + 1.6L ± 0.5 (LLr o S o R)	(2)
1.2D + 1.6 (LLr o S o R) ± (L o 0.8W)	(3)
1.2D ± 1.3W + L + 0.5(LLr o S o R)	(4)
0.9D ± (1.3W o L o E)	(5)

Donde:

D = Cargas muertas.

L = Cargas vivas.

LLr = Carga viva del techos

S = Carga de nieve

R = Carga de lluvia o hielo.

W = Carga de viento

E = Carga de sismo

Fuente: LRFD, Normativa.; ASCE/SEI 7; Diseño de estructuras de acero. (2ª.ed.).

Factores de reducción de resistencia

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra. Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente,

debido a imperfecciones en la teoría de análisis. Ver Tabla de Factores de Reducción de Resistencia en Anexo 1 Tablas.

Carga de viento

El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria W (kg/m^2) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor:

$$W = C * \omega$$

Donde:

C = Coeficiente eólico, se tomarán: $C1 = +0.20$ (barlovento) y $C2 = -0,40$ (sotavento).

ω = Presión dinámica del viento (kg/m^2).

W = Sobrecarga unitaria del viento (kg/m^2).

Se debe tomar la influencia del viento, el cual se resume en la carga dinámica de²:

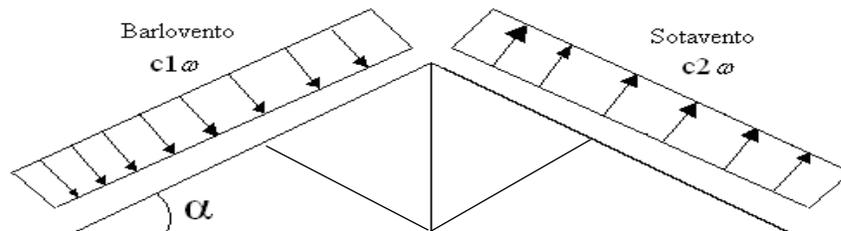
Donde:

$$\omega = \frac{V^2}{16}$$

ω = Carga dinámica de viento kg/m^2

V = velocidad del viento m/s .

Figura 6. Barlovento y sotavento



Fuente: Junta del Acuerdo, Cartagena.; Manual de diseño del grupo andino. (1ª.ed.).

Análisis de miembros de acero

Dentro de los análisis de miembros, se detallan fórmulas y procedimientos para el dimensionado de las piezas, según los estados que se presenten.

² LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero. (2ª.ed.). Cap. 2 Especificaciones, cargas y métodos. En 2.4.- Cargas vivas. P 44.*

Diseño de miembros en tensión

El diseño de miembros a tensión implica encontrar un miembro con áreas totales y netas adecuada. Una consideración secundaria en el diseño de miembros en tensión es la esbeltez. Si un miembro estructural tiene una sección transversal pequeña en relación con su longitud, se dice que es esbelto, una medida más precisa es la relación de esbeltez L/r , donde L es la longitud y r el radio de giro mínimo de área de sección transversal³. Aunque la esbeltez es crítica para la resistencia del miembro en compresión, ella no tiene importancia para un miembro en tensión. Si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplican pequeñas cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse. Por esta razón, el AISC sugiere una relación máxima de esbeltez de 300. El problema central de todo diseño de miembros, incluido el diseño de miembros en tensión, es encontrar una sección transversal para la cual la suma de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro, es decir:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Estas son las relaciones que se usan para el diseño de elementos sometidos a flexión:

$$f_{t1} = \frac{N_d}{A_B} \leq \phi_1 \cdot F_y \quad f_{t2} = \frac{N_d}{A_{crit}} \leq \phi_2 \cdot F_r \quad A_{crit} = t \left(b + \sum \frac{S^2}{4g} - \sum d \right)$$
$$A_{crit} \leq \begin{cases} A_{crit} \\ 0.85 A_B \end{cases}$$

La limitación de la esbeltez será satisfecha si:

$$\frac{Kl}{r} \leq 300$$

Donde:

f_{t1} y f_{t2} = esfuerzos de la pieza

A_{crit} = área crítica de la pieza

N_d = Carga mayorada que actúa sobre la pieza

K = La esbeltez de la pieza

F_y = Límite elástico del acero

L = la longitud de la pieza

F_r = Límite de ruptura del acero

A_B = Área bruta de la pieza

³LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 3 *Análisis de miembros a tensión*. En 3.2.- Diseño a tracción. P 63-67

r = Radio de giro mínimo necesario de la pieza

Factor de resistencia según LFRD para miembros a tensión:

$$\phi_1 = 0.90 \quad ; \quad \phi_2 = 0.75$$

Diseño de miembros a compresión

Los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión; es decir las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con $f_c = P/A$, donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. La flexión no puede despreciarse si existe un momento flexionante calculable⁴.

➤ **Requisitos de la AISC**

La relación entre cargas y resistencia toma la siguiente forma:

$$f_a = \frac{N_d}{A} \leq F_a = F_{c_{crit}} * \phi \quad \therefore \quad \phi = 0,85 \quad \frac{K * l}{r} \leq 200$$

Donde:

f_a = Tensión de compresión que está actuando sobre la pieza.

N_d = Suma de las cargas mayoradas por su respectivo coeficiente de seguridad.

A = Área total de la pieza.

F_a = Tensión resistente a compresión que tiene la pieza en las condiciones de trabajo.

$F_{c_{crit}}$ = Tensión resistente a compresión, sin coeficiente de seguridad.

ϕ = Coeficiente de seguridad de la tensión resistente.

K = Coeficiente de pandeo que lleva en cuenta las condiciones de borde o tipo de apoyo en los extremos de la pieza.

L = Longitud de la pieza.

F_y = Tensión de límite elástico del acero que estamos trabajando.

E = Modulo de elasticidad longitudinal del acero.

➤ **Parámetro de esbeltez**

⁴LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 6 *Diseño a compresión*. En 6.1.- Factores de reducción. P 158-181.

$$\lambda_c = \frac{K*1}{\pi*r} * \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Puede entonces obtenerse una solución directa, evitándose así el enfoque de tanteos inherentes en el uso de la ecuación del módulo tangente. Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, las ecuaciones AISC para el refuerzo crítico de pandeo pueden resumirse como sigue:

Para $\lambda_c \leq 1,5$, Columnas inelásticas

$$F_{crit} = 0,658 \lambda_c^2 * f_y$$

Para $\lambda_c > 1,5$, Columnas elásticas

$$F_{crit} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * f_y$$

Se recomienda la relación de esbeltez máxima Kl/r de 200 para miembros en compresión, aunque se trata de un límite sugerido⁵.

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. Se analizará las secciones rectangulares, ya que el proyecto está diseñado con vigas rectangulares.

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 = Distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura

f_{cd} = Resistencia de diseño del hormigón.

μ_{lim}

⁵LRFD, Normativa.; *Diseño de estructuras de acero*. (2ª.ed.). Cap. 5 *Diseño a compresión*. En 5.8.- Columnas largas o cortas. P 143-146.

- Se calculará el valor μ_d , que se obtiene de Tabla Valores Limites (Anexo 1):

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

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 siguientes pasos:

- 1) Con el valor del momento reducido, ingresar a la Tabla Universal para flexión simple o compuesta (Anexo 1: Tablas) para obtener la cuantía mecánica de la armadura.
- 2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo⁶

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

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 de Cuantías Geométricas Mínimas (Anexo 1: Tablas).

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

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

Diseño de armadura de corte

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:

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

Al suponer que el hormigón resiste V_{cu} , las armaduras transversales necesarias para resistir V_{su} trabajarán como celosía.

⁶JIMENEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 14 Vigas rectangulares. En 14.1.- Generalidades. P 268-279.

Procedimiento de cálculo

Se comienza por determinar el esfuerzo cortante absorbido por el hormigón, V_{cu} , y el valor de agotamiento por compresión del alma, V_{ou} .

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

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

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, $V_d = \gamma_f \cdot V$, pudiendo presentarse los siguientes casos:

- Si $V_d \leq V_{cu}$, el hormigón de la pieza resiste por sí sólo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos estribos cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm. La separación de dichos estribos debe ser:

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

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

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

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 práctica se puede determinar la armadura cada 1 m).

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

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

Cuantía mínima

Para la armadura transversal 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.

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.

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.

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, una barra en cada esquina de la sección.
- 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 6/5 del tamaño máximo del árido.

➤ **Cuantías límites**

La Norma recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple, con armadura total A_s , puede expresarse de la siguiente forma:

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

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.

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.

Siendo la menor dimensión del núcleo de hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Por otra parte, la separación S entre planos de estribos debe ser:

$$S \leq 15\phi$$

ϕ = El diámetro de la barra longitudinal más delgada.

En aquellas estructuras ubicadas en zonas de riesgo sísmico o expuestas a la acción del viento, cuando se trata de obras de especial responsabilidad, la separación S no debe ser superior a 12ϕ . El diámetro de los estribos en ningún caso menor de 6 mm.

Longitud de pandeo

La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en Anexo 1 Tablas, en función de la sustentación de la pieza.

La longitud de pandeo de soportes pertenecientes a pórticos depende de la relación de rigideces de los soportes a las vigas en cada uno de sus extremos, y puede obtenerse de los monogramas que se indica en esta parte, siendo para ello preciso decidir previamente si el pórtico puede considerarse intraslacional o debe considerarse traslacional. Para poder determinar la longitud de pandeo se utiliza la siguiente ecuación: *Longitud de pandeo $l_o = k * l$ (k se obtiene entrando con Ψ)*

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

Para obtener el coeficiente de pandeo se utiliza la Figura Nomogramas para determinar el Coeficiente de Pandeo, en el Anexo 1: Tablas.

Esbeltez Geométrica y Mecánica

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación $\lambda_g = l_o/h$ entre la longitud de pandeo y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y la esbeltez mecánica a la relación $\lambda = l_o/i_c$ entre la longitud de pandeo y el radio de giro i_c ,

de la sección en el plano de pandeo. Recuérdese que $\lambda = \sqrt{I/A}$, 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 $10 \leq \lambda_0 < 29$), puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda_0 < 58$), 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.

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 se trata de una columna corta, despreciando los efectos de segundo orden.

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:

- 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.

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} \qquad e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d}$$

- Excentricidad accidental: Excentricidad accidental “ea”, toma en cuenta los pequeños errores constructivos y las inexactitudes en el punto de aplicación de la fuerza normal.

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

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.

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

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:

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

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 lo siguiente:

- 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. Este 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. La razón de regir el problema de la flexión esviada debe atribuirse a su complejidad.

Ábacos adimensionales en roseta

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). 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. 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. El Proceso de cálculo 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:

$$\mu_1 = \text{mayor} (\mu_x, \mu_y) \qquad \mu_2 = \text{menor} (\mu_x, \mu_y)$$

$$\mu_1 > \mu_2$$

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.

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

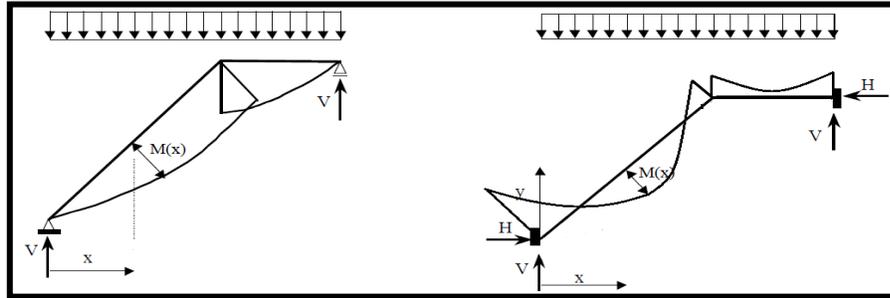
Idealización de escaleras

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.

Figura 7. Condiciones de borde en tramos de escaleras

6a. Viga isostática (momento máximo positivo)

6b. Viga hiperestática (momento máximo negativo)



Cargas y sollicitaciones

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:

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

Proceso de Cálculo

- **Cálculo del espesor de la losa de la escalera**

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

Donde:

t = Espesor de la losa (cm).

L_n = Longitud horizontal de la escalera (cm).

- **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 flexión⁷.

➤ **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**

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

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

⁷CALAVERA RUIZ, José.; Estructuras de *Hormigón Armado*. (2ª.ed.). Cap. 62 Escaleras. En 62.1.- Introducción y cálculo. P 673-678.

S = Espaciamiento entre barras

➤ **Refuerzo de momento negativo**

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

$$A_{s \min} < (-)A_s$$

➤ **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. Consideraciones para el Ascensor

Se consideró las especificaciones técnicas de la distribuidora de Oroca en la ciudad de Tarija.

2.7.5. Fundaciones

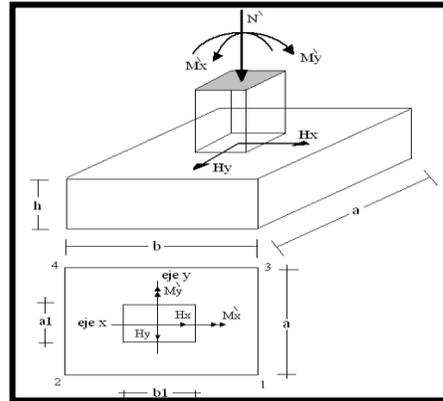
2.7.5.1 Zapata Aislada

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 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, 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.

Figura 8. 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 7. La carga puede actuar: en el centro, el núcleo, el límite y fuera del núcleo central. 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 $2h$. En ellas la distribución de presiones sobre el terreno puede ser plana.
- 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.

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 $= a \cdot b$.

$\sigma_{adm} =$ 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.

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

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. Por este motivo, se recomienda, no adoptar para el canto útil valores inferiores al mayor de los dos siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_2 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_0 + b_0)}{4} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

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

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

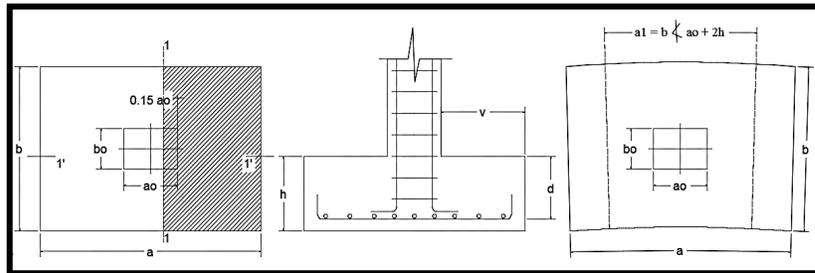
c) Determinación de las armaduras principales (Cálculo a flexión)

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

⁸JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Pre dimensionamiento. P 507-508.

secciones 1-1 y 1'-1', medidas a una distancia de la cara interior de los paramentos, como se muestra en la figura: $0,15 \cdot a_0$ ó $0,15 \cdot b_0$

Figura 9. Cálculo a flexión de una zapata flexible



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

$$Us = As \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \quad \rightarrow \quad As = w \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Armatura mínima: $As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$

La cuantía mínima exigida para el acero 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:

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

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

Cuando el vuelo sea, $v \leq 1,5 \cdot b$, 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 $d_2 \leq 1,5 \cdot V_2$.

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 $v > 1,5 \cdot b$ la comprobación se efectúa a cortante en la sección 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 punzonamiento. La comprobación a cortante es igual para las zapatas rígidas.

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 $A_c = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2$.

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 ($a_o > 2b_o$) se adopta para la resistencia a punzonamiento:

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

Evidentemente, es menor que el correspondiente a la Instrucción española⁹.

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

Comprobación de adherencia

La comprobación de adherencia se efectúa en las mismas secciones de referencia, 1-1 y 1'-1', tomadas para la flexión. El cortante de cálculo en la sección 1-1 es:

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

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 flexibles¹⁰.

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

⁹JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Dimensionamiento zapatas flexibles. P 509

¹⁰JIMÉNEZ MONTOYA, Pedro.; *Hormigón Armado*. (14ª.ed.). Cap. 23 Cimentaciones. En 23.3.- Comprobación adherencia. P 513

puede apreciar de manera visual en los planos. De modo que, se debe redactar una descripción de lo que se necesita producir 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
- 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.

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).

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

Este capítulo corresponde y obedece a un primer cálculo **CONVENCIONAL**

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del Levantamiento Topográfico

Se procedió a la visita de Campo y se desarrolló las siguientes actividades:

- **Verificación:** El emplazamiento de este proyecto está situado en el barrio Alto Senac, ubicado en el distrito 13, dentro de la mancha urbana de la provincia cercado, departamento de Tarija. El terreno cuenta con una superficie útil de 600 m², de la cual el proyecto solo ocupará el 40% del terreno según normativa para este tipo de edificaciones (terreno de emplazamiento en la Figura 10).

Se verifico el plano, de forma visual y con ayuda de una guincha se midió las colindancias, además con ayuda del Google Earth. Topográficamente el área de emplazamiento cuenta con desniveles: la parte hacia la calle E con nivel 0,0 m, con una cota de 2032,00 msnm hasta llegar al nivel -3 m. con una cota de 2029,00 msnm colindante al lote N° 3; se muestra un detalle del levantamiento topográfico en ANEXO 2.

- **Corregir:** Después de contrastar la información entregada con la verificación en sitio se evidencio que esta refleja la realidad y se demuestra que los colindantes están consolidados respetando sus dimensiones y características.

Figura 10. Ubicación del Condominio B&B



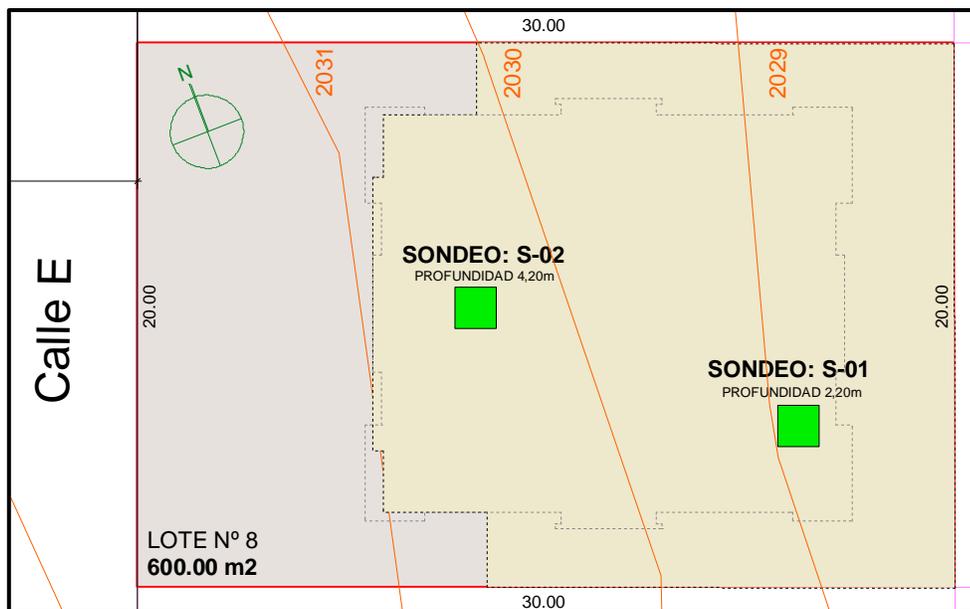
Fuente: Google Earth

3.2. Análisis del Estudio de Suelos

La determinación de la capacidad portante del suelo, fue mediante 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 11) con dimensiones de 1.00 x 1.00 m y a profundidades de 2.20 m y 4.20 m.

Figura 11. 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 1. Características del suelo

N° Pozo	Profundidad (m)	Tipo de Suelo
1	0.00 – 2.20	Suelo en los que predomina fragmentos de piedra, grava con o sin material ligante bien graduado. A – 1a (0) excelente a bueno
2	0.00 – 4.20	Suelo en los que predomina fragmentos de piedra, grava con o sin material ligante bien graduado. A – 1a (0) excelente a bueno

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

Tabla 2. Contenido de humedad natural del terreno

N° Pozo	Profundidad (m)	Grado de Humedad Promedio
1	2.20	6.96 % (Bajo)
2	4.20	5.56 % (Bajo)

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

Tabla 3. Capacidad portante de los pozos estudiados

N° Ensayo	Profundidad (m)	N° de Golpes	Capacidad Portante (kgf/cm ²)
1	2.20	35	2.00
2	4.20	33	2.40

En consecuencia, luego de este estudio se determina como suelo de cimentación arcillas inorgánicas, arenosas, con una Resistencia Admisible de 2.00 kgf/cm² a una profundidad de - 3,06m

3.3. Análisis del Diseño Arquitectónico

El proyecto Condominio B&B fue elaborado por PLUSAR donde la arquitectura estuvo a cargo del reconocido Arquitecto Ricardo Marco Valdez Montalvo y Trina Camila Fulque Flores, diseño que fue encargado por la empresa ECOBLAD. (ver en Planos).

El emplazamiento de este proyecto está situado en el barrio Alto Senac, ubicado en el distrito 13, dentro de la mancha urbana de la provincia cercado, departamento de Tarija, actualmente este distrito cuenta con una densidad baja de población, por lo que según las normativas vigentes es satisfactoria su ubicación y emplazamiento.

El programa arquitectónico está desarrollado en un terreno de 600 m², distribuido en 8 niveles de la siguiente manera:

- **Planta de Subsuelo:** Se encuentra parqueos, bauleras, circulación horizontal y vertical, distribuidos en 461,91 m².
- **Planta Baja:** Se encuentra parqueos, dos departamentos de un dormitorio y un departamento de dos dormitorios, áreas de circulación horizontal y vertical, distribuidos en 268,24 m²
- **Primer Piso:** Se encuentra dos departamentos de un dormitorio y un departamento de dos dormitorios, áreas de circulación horizontal y vertical, distribuidos en 261,14 m²
- **Segundo, tercer, cuarto, quinto y sexto Piso:** Se encuentra dos departamentos de dos dormitorios, áreas de circulación horizontal y vertical, distribuidos en 261,14 m²
- **Planta de Cubierta:** Se encuentra distribuidos en 261,14 m²

El subsuelo esta a menos 3.06m por debajo del nivel de la cota de calle, para aprovechar el desnivel del terreno y también porque a esa cota se realizó el estudio de suelos del pozo 1 y tiene un buen estrato de suelo.

3.4. Modelo Estructural

Una vez obtenida la topografía, el estudio de suelo y el diseño estructural, se procedió 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 diferentes elementos estructurales como:

- **Fundaciones:** zapatas superficiales aisladas y muros de sótano.
- **Columnas:** Compuestas por secciones rectangulares.
- **Vigas:** Compuestas de secciones rectangulares y cuadradas.

- **Entrepisos y cubierta:** Constituidos por losa reticular, losa maciza, estructura metálica.
- **Conexión vertical:** están las gradas las cuales se encuentran concentradas en un solo núcleo y el ascensor.

3.4.2. Fundaciones

Las fundaciones están 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.

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 ocho plantas. La luz de eje de columna a columna máxima es de 6,25m y mínima de 2,27m, los niveles de las plantas son de 3,06 m.

Se plantea losas encasetonadas en entrepisos y losas macizas en parte de la cubierta como parte de la estructura de sustentación donde apoyara las cerchas metálicas por ser compatible con las dimensiones que se tiene para que funcione correctamente. Se cuenta con un núcleo de escaleras del mismo tipo en todos los niveles y una caja de ascensor que conecta 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 3.06 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

La clasificación del suelo a nivel fundación (3,06 m de profundidad) corresponde a un suelo A – 1a (0) (según la norma AASHTO).

Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo en el cual se emplazará el proyecto a una profundidad de 3,06 m, es de 2.00 kgf/cm².

3.6.1.3. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

Pre dimensionamiento de Columnas

Las dimensiones de las columnas inicialmente se asumieron de 35 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= 5,40 m

Para una luz de 5,40 m $h = \frac{540}{12}$

$$h = 45,00 \text{ cm}$$

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

$$h = 45 \text{ cm}$$

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:

$$\mathbf{b = 20 \text{ cm.} \quad \mathbf{y} \quad \mathbf{h = 45 \text{ cm.}}$$

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 4. Cargas consideradas en la estructura de Hormigón Armado

Cargas Consideradas		Kgf/m ²
Cargas Permanentes	Peso Propio H°	2500 Kg/m ³
	Sobrepiso y Acabados	120
	Muro de Ladrillo Exterior (e=18 cm)	560
	Vidrio	110
Sobrecargas de Uso	Sala y comedor	200
	Escaleras y accesos	300
	Accesible solo para conservación	100
	Barandado en la terraza	200
	Presión de Viento	22

3.6.2. Elementos más solicitados

Una vez calculado todo el edificio con el programa CYPECAD 2017, se revisó 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:

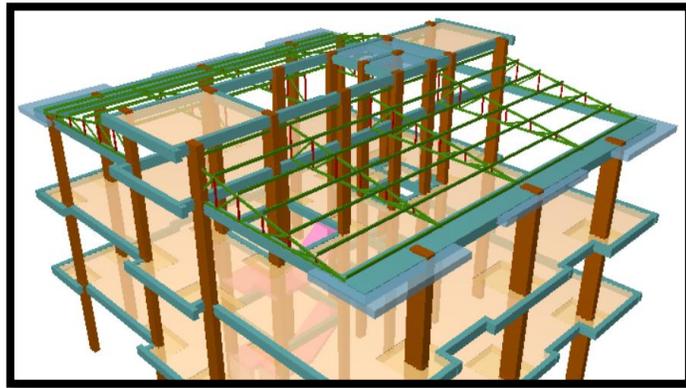
Losa

Los esfuerzos de las losas casetonadas para el cálculo de las armaduras superior e inferior y de esta forma podemos comprobar todas las exigencias de la norma CBH-87.

Estructura Metálica

La cubierta del ultimo nivel está compuesto por una estructura metálica, de la cual se analizará y verificará la barra más solicitada.

Figura 12. Estructura metálica, barra más solicitada

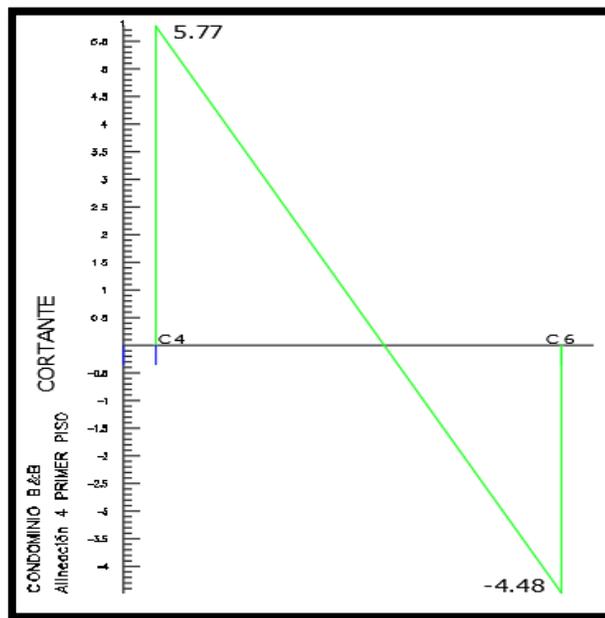
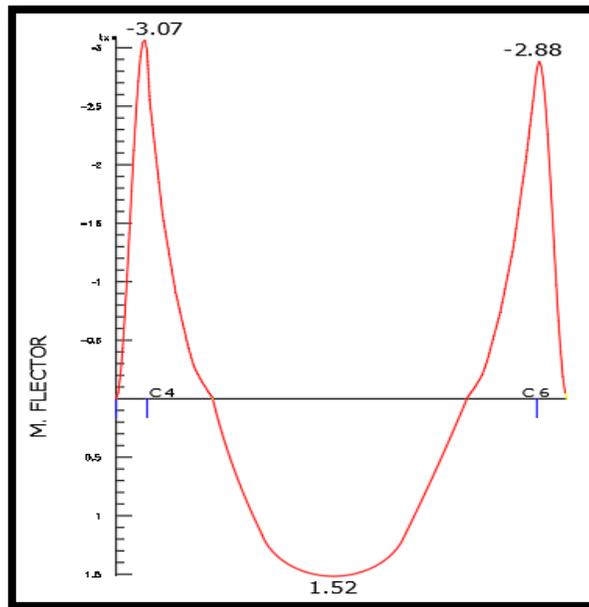


Fuente: CYPECAD 2017

Viga

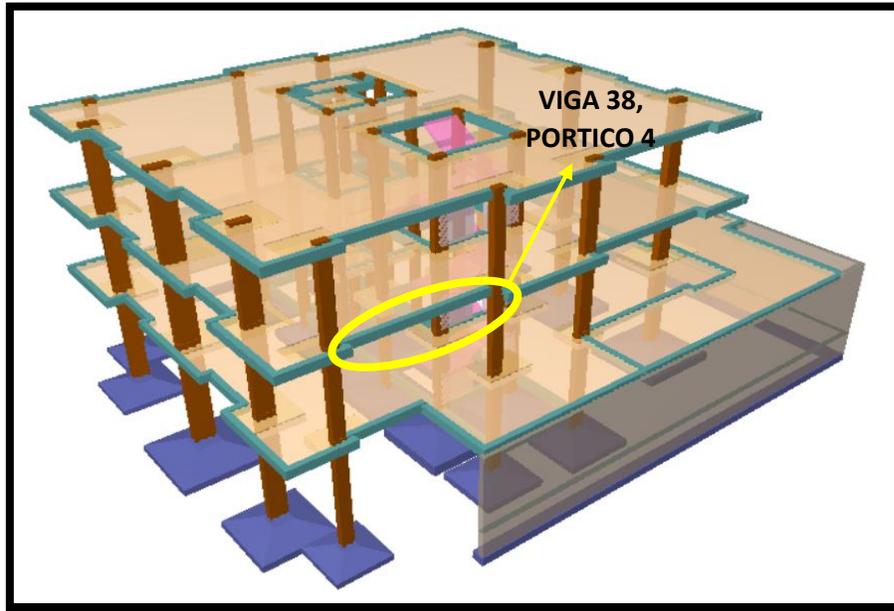
Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. (Estados Límites Últimos) vienen dados por las envolventes:

Figura 13. Envolventes de M y V del pórtico 4, viga 38



Fuente: CYPECAD 2017

Figura 14. Pórtico 4, viga 38



Fuente: CYPECAD 2017

Columna

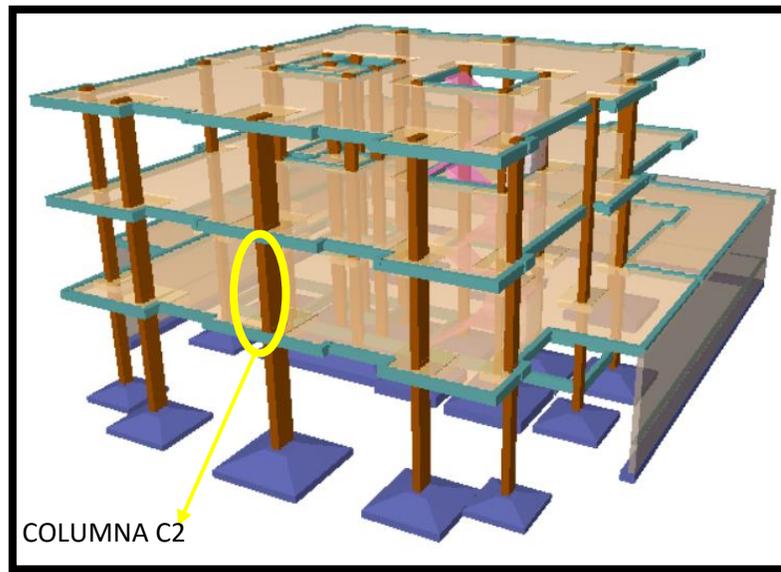
El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. (Estados Límites Últimos):

Figura 15. Esfuerzos de diseño de la Columna C2



Fuente: CYPECAD 2017

Figura 16. Columna C2

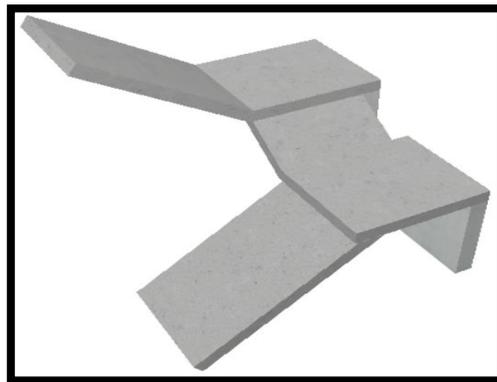


Fuente: CYPECAD 2017

Escalera

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

Figura 17. Escalera



Fuente: CYPECAD 2017

Losa Maciza

La losa maciza a diseñar es la base de los tanques, tal como se muestra en la figura.

Figura 18. Rampa



Fuente: CYPECAD 2017

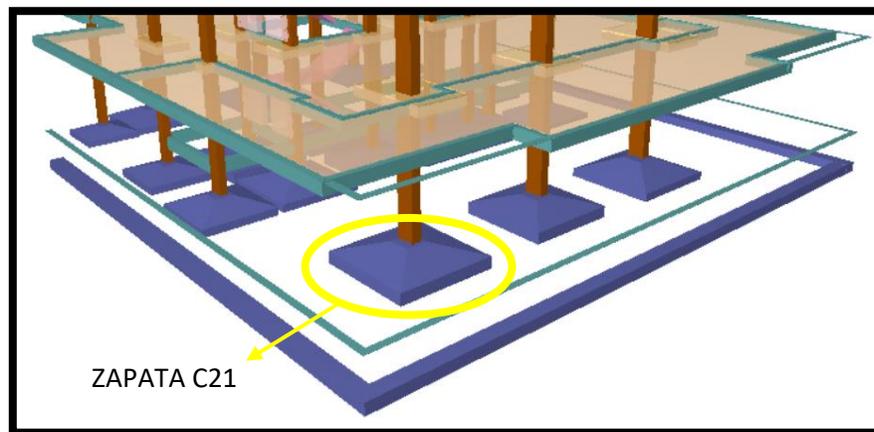
Zapata

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

Tabla 5. Esfuerzos de diseño de la zapata C21

Columna	Esfuerzos				
	N (t)	Mx (t.m)	My (t.m)	Qx (t)	Qy (t)
C21	171.25	0.11	0.20	0.11	0.13

Figura 19. Zapata C21



Fuente: CYPECAD 2017

3.7. Diseño y verificación de los Elementos Estructurales

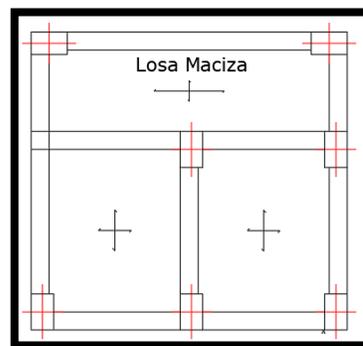
3.7.1. Diseño de Losas

3.7.1.1. Losa Maciza

Los datos generales de la rampa son los siguientes:

$h =$	15.00 cm	Altura de la Losa
$b_w =$	100.00 cm	Ancho de la Losa
$d_1=d_2 =$	1.50 cm	Recubrimiento de la Losa
$f_{ck} =$	250 Kg/cm ²	Resistencia característica del hormigón a compresión
$f_{yk} =$	5000 Kg/cm ²	Límite elástico característico para un acero CA -40
$\gamma_s =$	1.15	Coefficiente de seguridad del acero
$\gamma_c =$	1.50	Coefficiente de seguridad del hormigón
$M_x =$	1810 Kg*m/m	Momento en la menor dirección (inferior)
$M_y =$	1910 Kg*m/m	Momento en la mayor dirección (inferior)
$M_x =$	2330 Kg*m/m	Momento en la menor dirección (superior)
$M_y =$	1890 Kg*m/m	Momento en la mayor dirección (superior)

Figura 20. Vista en planta de la rampa



Fuente: Elaboración Propia

El diseño de losas macizas en donde se apoyarán los tanques de almacenamiento de agua, para ello se verifica los resultados de la armadura.

- **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: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13.50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{181000,00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 166,67} = 0.060$$

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

$$0,060 < 0,319$$

Cuantía mecánica: $W_s = 0.0630$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0630 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \min} = W_{s \min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \min} = 0,0015$$

$$A_{s \min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 3,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Adoptamos barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 3,26}{\pi \cdot 0,8^2} = 6,48 = 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

7 Φ 8 mm c/ 15 cm/m

Elección = **$\Phi 8$ mm c/15cm**

CYPECAD = **$\Phi 8$ 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:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{191000,00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 166,67} = 0,063$$

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

$$0,063 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0,0663$$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0663 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s\ min} = W_{s\ min} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s\ min} = 0,0015$$

$$A_{s\ min} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,5 = 2,025\ cm^2/m$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 3,43\ cm^2/m$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot 3,43}{\pi \cdot 0,8^2} = 6,82 = 7\ barras$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100\ cm}{n} = \frac{100\ cm}{7} = 15,00\ cm$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

7 Φ 8 mm c/ 15 cm

Elección = **Φ 8 mm c/15**

CYPECAD = **Φ 8 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:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250\ Kg/cm^2}{1,50} = 166,67\ Kg/cm^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,50\ cm$$

$$\mu_d = \frac{233000,00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 166,67} = 0,077$$

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

$$0,077 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0,0816$$

Área de acero de cálculo:

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1,15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$
$$A_s = 0,0816 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$
$$A_s = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$
$$W_{s \text{ min}} = 0,0015$$
$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas

$$A_s = 4,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 4,22}{\pi \cdot 0,8^2} = 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

7 Φ 8 mm c/ 15 cm

Elección = **Φ 8 mm c/15cm**

CYPECAD = **Φ 8 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:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1,50} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = h - d_1 = (15,00 - 1,50) = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu_d = \frac{189000,00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 166,67} = 0,062$$

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

$$0,062 < 0,319$$

Cuantía mecánica:

$$W_s = 0,0654$$

Área de acero de cálculo:

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

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

$$A_s = 0,0654 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Área mínima de acero:

$$A_{s \text{ min}} = W_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d$$

$$W_{s \text{ min}} = 0,0015$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot 100 \cdot 13,5 = 2,025 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta el máximo valor de área de acero para el cálculo de armaduras de losas:

$$A_s = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación del número de barras:

Se adopta barras de Φ 8 mm

$$n = \frac{4 \cdot A_s}{\pi \cdot \Phi^2} = \frac{4 \cdot 3,38}{\pi \cdot 0,8^2} = 7 \text{ barras}$$

Espaciamiento:

$$esp = \frac{100 \text{ cm}}{n} = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 15 \text{ cm}$$

Por tanto, la armadura a disponer por metro es:

7 Φ 8 mm c/ 15 cm/m

Elección = **Φ 8 mm c/15**

CYPECAD = $\Phi 8$ mm c/15

Comentarios y evaluaciones de los resultados

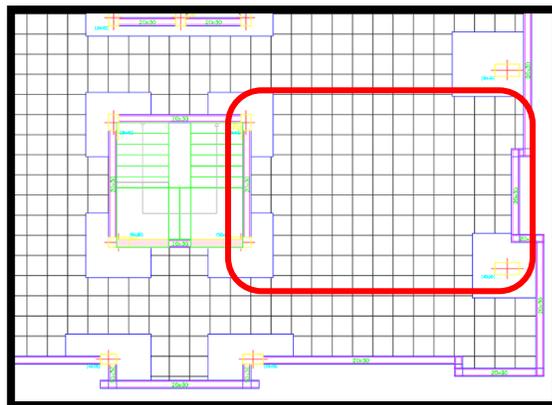
Se verificó la losa maciza de hormigón armado. Los esfuerzos fueron obtenidos del programa utilizado mediante los isovalores; se obtuvo los momentos tanto para la armadura longitudinal superior e inferior como para la armadura transversal superior e inferior. De acuerdo a los resultados obtenidos de 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)	3,26	Φ 8mm c/15cm	3,24	Φ 8mm c/15cm	0,62
Mayor dirección (inferior)	3,43	Φ 8mm c/15cm	3,43	Φ 8mm c/15cm	0,00
Menor dirección (superior)	4,22	Φ 8mm c/15cm	4,22	Φ 8mm c/15cm	0,00
Mayor dirección (superior)	3,38	Φ 8mm c/15 cm	3,33	Φ 8mm c/15cm	1,48

3.7.1.2. Diseño de Losa Casetonada

El diseño y verificación se realizará a la losa del segundo piso que está entre las columnas C-15, C-16, C-21 y C-22.

Figura 21. Representación gráfica de la losa



Fuente: CYPECAD 2017

Dimensionamiento de la Losa Casetonada

- 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:
$$h_{LR} = 0,30 \text{ m}$$

- 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:
$$e = 0,50 \text{ m}$$

- Espesor de la Losa de compresión:

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

Florentino Regalado:
$$3 \text{ cm} \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

Se adoptara un espesor de:
$$c = 5 \text{ cm}$$

- Base de Nervio:

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

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

Se adopta una base de nervio de:
$$b = 10 \text{ cm}$$

- 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

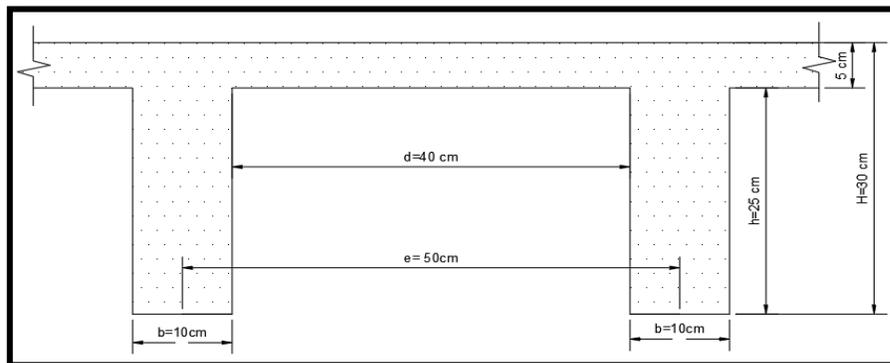
Altura del nervio = 25 cm

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

Figura 22. Dimensiones de la losa casetonada empleada en el diseño



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la Norma, 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 casetonada 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 casetonada puede calcularse como una placa o losa maciza.

Se obtiene los siguientes esfuerzos de dimensionamiento máximos del programa de cálculo, teniendo los siguientes resultados:

$$M_{y-} = 2,53 \text{ t.m/m} = 2530 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{y+} = 3,51 \text{ t.m/m} = 3510 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{x-} = 2,52 \text{ t.m/m} = 2520 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{x+} = 3,52 \text{ t.m/m} = 3520 \text{ kg.m/m}$$

El procedimiento de cálculo procede como explica la Norma CBH-87.

Determinación de las Armaduras:

Datos:

$$\begin{array}{ll} f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 & h_f = 5 \text{ cm} \\ f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2 & b_w = 10 \text{ cm} \\ f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2 & d = 26,5 \text{ cm} \\ f_{yd} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2 & e = 50 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} & luz = l = 660 \text{ cm} \end{array}$$

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 6. 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:

$$b_1 = 8 h_f = 8 \cdot 5 \rightarrow b_1 = 40 \text{ cm}$$

$$b'_e = 2b_1 + b_w = 2 \cdot 40 + 10 = 90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} b_e = 30 \text{ cm} \\ b'_e = 90 \text{ cm} \end{array} \right\} b_e \leq \text{menor valor}$$

$$\text{Se adopta un } \rightarrow b_e = 30 \text{ cm}$$

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

$$M_o = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_e \cdot h_f \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

$$M_o = 0,85 \cdot 166,67 \cdot 30 \cdot 5 \cdot (26,5 - 0,5 \cdot 5) = 510010,2 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_o = 5100,10 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño

$$M_d = M_{x+} = 3520,00 \text{ kg.m/m}$$

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)

$$\rightarrow M_d = 352000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right]$$
$$y = 26,5 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{352000}{0,425 \cdot 30 \cdot 26,5^2 \cdot 166,67}} \right] = 3,34 \text{ cm}$$
$$y = 3,34 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,85 \cdot b_e \cdot y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,85 \cdot 30 \cdot 3,34 \cdot \frac{166,67}{4347,83}$$

$$A_s = 3,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

De tabla $w_{s \text{ mín}} = 0,0015 \rightarrow$ Cuantía geométrica mínima

$$A_{s \text{ mín}} = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 10 \cdot 26,5 = 0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s \\ A_{s \text{ mín}} \end{array} \right\} > \text{“la mayor”} \Rightarrow A_s = 3,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obtención del número de fierros para un nervio

$$\text{Área de armadura para un nervio} = \frac{3,26}{2} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se usarán 2Ø 12 mm

$$A_s \text{ Ø10mm} = 2 \cdot 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$2,26 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2$$

Elección = **2 Φ12 mm**

CYPECAD = **2 Φ12 mm**

De igual manera se realiza para los demás momentos calculados:

$$M_{x+} = 3520,00 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 3,26 \text{ cm}^2/m$$

$$M_{x-} = 2520,00 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 2,29 \text{ cm}^2/m$$

$$M_{y+} = 3510,00 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 3,26 \text{ cm}^2/m$$

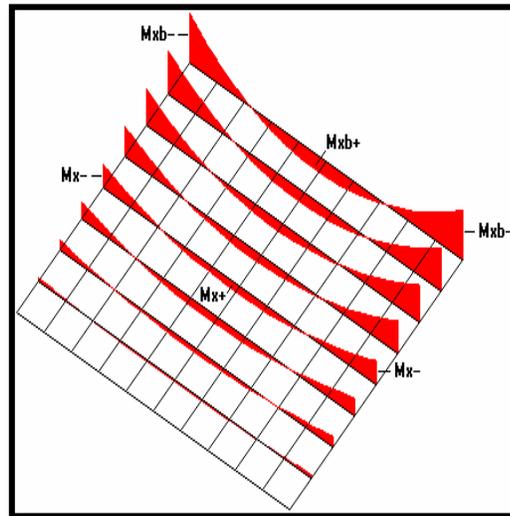
$$M_{y-} = 2530,00 \text{ kg} \cdot \frac{m}{m} \rightarrow A_s = 2,30 \text{ cm}^2/m$$

Resumen de resultados para los momentos máximos obtenidos

Tabla 7. Resultados de la armadura de la losa casetonada

Momentos	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm2/m)	Φ Adoptado	As (cm2/m)	Φ Adoptado	
Mx+	3,26	2 Φ 12mm c/Nervio	3,34	2 Φ 12mm c/Nervio	2,39
Mx-	2,29	1 Φ 12mm c/Nervio	2,32	1 Φ 12mm c/Nervio	1,29
My+	3,26	2 Φ 12mm c/Nervio	3,28	2 Φ 12mm c/Nervio	0,61
My-	2,30	1 Φ 12mm c/Nervio	2,43	1 Φ 12mm c/Nervio	5,35

Figura 23. Grafica de los momentos calculados en la losa reticular



Fuente: Elaboración propia

Dimensionamiento del nervio a esfuerzo cortante

En dirección "X" (longitudinal)

$$V_d = 1240 \text{ Kg} \quad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 26,5 = 1709,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1240 \text{ kg} \leq 1709,25 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

Armadura mínima para cortante:

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

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4347,83} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_s = 0,77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 2 nervios)}$$

$$A_s = 0,38 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 1 nervio)}$$

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 $s = 20 \text{ cm}$.

La longitud donde se pondrá los estribos es de 100 cm, por tanto, la cantidad es:

$$N^{\circ}B = \frac{100}{s} + 1 = \frac{100}{20} + 1 = 6 \text{ barras}$$

Disposición 6Ø 6mm cada 20 cm

En dirección "Y" (transversal)

$$V_d = 1640 \text{ Kg} \quad f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6,45 \cdot 10 \cdot 26,5 = 1709,25 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$1640 \text{ kg} \leq 1709,25 \text{ kg} \text{ Cumple}$$

Armadura mínima para cortante:

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

$$A_{smin} = 0,02 \cdot 10 \cdot 100 \cdot \frac{166,67}{4347,83} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_s = 0,77 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 2 nervios)} \quad A_s = \mathbf{0,38} \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ (para 1 nervio)}$$

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 $s = 20 \text{ cm}$.

La longitud donde se pondrá los estribos es de 100 cm, por tanto, la cantidad es:

$$N^{\circ}B = \frac{100}{s} + 1 = \frac{100}{20} + 1 = 6 \text{ barras}$$

Disposición 6Ø 6mm cada 20 cm

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

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 $A_s = 0,46 \text{ cm}^2$

$$A_s = w_{s \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d = 0,40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ } \phi 6} = 0,283 \text{ cm}^2$$

$$A_{4 \phi 6} = 4 * 0,28 = 1,12 \text{ cm}^2$$

Por lo que se dispondrá una malla de varillas de ¼" Ø 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

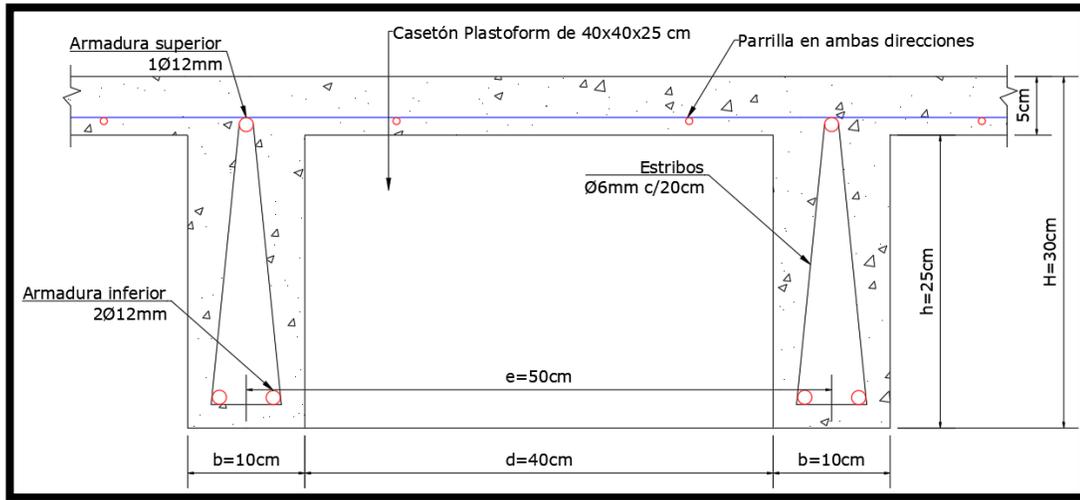
De acuerdo a lo que refiere la Norma CBH-87 la flecha máxima admisible será $\frac{l}{500}$

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{6600mm}{500} = 13,2 mm$$

Deflexión máxima real de la losa: 1,39 mm

$$\Delta_{adm} = 13,2 mm > \Delta_{real} = 1,39 mm \quad \text{Cumple}$$

Figura 24. Armado de losa reticular H=30cm (bordes de la losa)



Fuente: Elaboración propia

3.7.1.3. Diseño de Cubierta Metálica

Diseño de correa

Las correas que componen la estructura son de perfil C Costanera que al actuar como vigas que unen a las cerchas metálicas son sometidas a esfuerzos de flexión.

Separación entre correas: $S = 1.00 m$

Largo de correa: $L_c = 3.60 m$

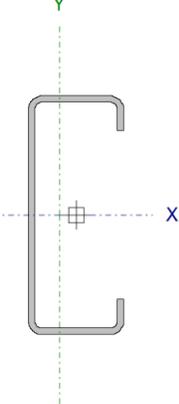
Pendiente Cubierta $p = 16.67\%$ ($\alpha = 9.46$)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

- E.L.U. de rotura. Acero conformado: AISI - 2007 (LRFD)

La Barra N41/N42 es la que se verificara, se detalle las características y los esfuerzos.

Tabla 8. Características geométricas del perfil seleccionado para la correa

Perfil: CF-100x3.0										
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)										
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas						
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	x _g ⁽³⁾ (mm)	y _g ⁽³⁾ (mm)	
	N41	N42	3.600	5.70	83.51	11.74	0.17	-6.81	0.00	
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad									
			Pandeo		Pandeo lateral					
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.				
	□		1.00	1.00	0.00	0.00				
	L _K		3.600	3.600	0.000	0.000				
	C _m		1.000	1.000	-	-				
	C _b		-		1.000					
Notación: L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C _b : Factor de modificación para el momento crítico										

Fuente: CYPECAD 2017

Tabla 9. Esfuerzos internos del elemento más solicitado (Barra N41/N42)

Envoltentes de los esfuerzos en barras											
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.450 m	0.900 m	1.350 m	1.800 m	2.250 m	2.700 m	3.150 m	3.600 m
N41/N42	Acero conformado	P _{mín}	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061	-0.061
		P _{máx}	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
		V _y _{mín}	-0.051	-0.038	-0.025	-0.013	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003
		V _y _{máx}	-0.003	-0.002	-0.001	-0.001	0.000	0.013	0.026	0.039	0.052
		V _z _{mín}	-0.264	-0.187	-0.110	-0.033	-0.013	-0.035	-0.058	-0.080	-0.103
		V _z _{máx}	0.077	0.055	0.032	0.010	0.044	0.121	0.198	0.275	0.352
		M _t _{mín}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		M _t _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		M _x _{mín}	-0.060	-0.012	-0.031	-0.041	-0.040	-0.029	-0.008	-0.077	-0.219
		M _x _{máx}	0.018	0.041	0.108	0.141	0.138	0.101	0.029	0.023	0.064
		M _y _{mín}	-0.029	-0.009	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	-0.010	-0.030

Envolventes de los esfuerzos en barras											
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra								
			0.000 m	0.450 m	0.900 m	1.350 m	1.800 m	2.250 m	2.700 m	3.150 m	3.600 m
		$M_{y_{\max}}$	-0.001	0.000	0.005	0.014	0.017	0.014	0.005	0.000	-0.001

Fuente: CYPECAD 2017

Perfil escogido para la barra N41/N42:

Perfil Cost (C 100x40x15x3 mm)

Propiedades del perfil Cost (C 100x40x15x3 mm):

$$\begin{array}{lll}
 E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2 & h = 100 \text{ mm} & I_x = 83.51 \text{ cm}^4 \\
 \gamma = 7850 \text{ Kg/m}^2 & A = 5.70 \text{ cm}^2 & I_y = 11.74 \text{ cm}^4 \\
 F_y = 36 \text{ Ksi} = 2548.42 \text{ Kg/cm}^2 & S_x = 16.70 \text{ cm}^3 & S_y = 4.38 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

- Resistencia de Diseño a Flexión

Siendo la sección transversal simétrica con respecto al eje de flexión en ambas fibras extremas (comprimida y traccionada) se alcanza F_y .

Momento nominal plástico:

$$M_{nx} = F_y \cdot S_x = 42558.61 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.426 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot S_y = 11162.08 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.112 \text{ t.m}$$

Determinación de la Resistencia de diseño a pandeo lateral torsional

Factor de Resistencia para flexión en el eje X

$$\phi_b = 0.90$$

$$M_{dx} = 0.90 \times 0.426 = 0.383 \text{ t.m}$$

Donde:

$$M_{f_{x-}} [\text{Resistencia requerida para flexión negativa en el eje X}] = 0.219 \text{ t.m}$$

$$M_{f_{x+}} [\text{Resistencia requerida para flexión positiva en el eje X}] = 0.064 \text{ t.m}$$

$$M_{f_x} [\text{Resistencia a flexión crítica requerida}] = 0.219 \text{ t.m}$$

$$n_B = \frac{M_{fx}}{M_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{0.219}{0.383} \leq 1 \rightarrow 0.57 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

Factor de Resistencia para flexión en el eje Y

$$\phi_b = 0.90 \quad M_{dy} = 0.90 \times 0.112 = 0.101 \text{ t.m}$$

Donde:

$$M_{fy-} [\text{Resistencia requerida para flexión negativa en el eje Y}] = 0.030 \text{ t.m}$$

$$M_{fy+} [\text{Resistencia requerida para flexión positiva en el eje Y}] = 0.017 \text{ t.m}$$

$$M_{fy} [\text{Resistencia a flexion critica requerida}] = 0.030 \text{ t.m}$$

$$n_B = \frac{M_{fy}}{M_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{0.030}{0.101} \leq 1 \rightarrow 0.30 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

- **Resistencia Diseño a flexión y compresión combinados:**

El elemento elegido debe verificar la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. C.5.2.2-3})$$

La norma permite usar la anterior ecuación porque se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$$

A continuación, se calcularán diferentes expresiones para poder obtener P_n :

- F_e la menor de las tensiones de pandeo elástico flexional, torsional y torsional flexional determinadas de acuerdo con las Secciones **C4.1 a C4.3**.

Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional (C4.1)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. C.4.1-1})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \times 2069317}{\left(\frac{1 * 360}{3.827}\right)^2} = 2308 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times 206937}{\left(\frac{1 * 360}{1.435}\right)^2} = 324.51 \text{ kg/cm}^2$$

Donde la tensión crítica de pandeo es la menor de ambas:

$$F_{e \text{ crit}} = 324.51 \text{ kg/cm}^2$$

- F_n se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. C.4.4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548.42}{324.51}} = 2.80 \quad \Rightarrow \quad \text{como } \lambda_c > 1.5$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{Ec. C.4.3})$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{2.80^2} \right] \times 2548.42 = 285.07 \text{ kg/cm}^2$$

- Resistencia Axial Nominal, P_n , se debe calcular de la siguiente manera:

$$P_n = A_e F_n \quad \Rightarrow \quad \text{para } \phi_c = 0.85 \quad (\text{Ec. C.4.1})$$

$$P_n = 5.70 \times 285.07 = 1624.9 \text{ kg} = 1.623 \text{ t}$$

Volviendo a la Primera Expresión planteada:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde:

$$M_{nx} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X}] = 0.426 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y}] = 0.112 \text{ t.m}$$

$$P_n [\text{Resistencia nominal a compresión}] = 1.623 \text{ t}$$

$$M_{fx} [\text{Resistencia a flexión requerida respecto al eje X}] = 0.219 \text{ t.m}$$

M_{fy} [Resistencia a flexión requerida respecto al eje Y] = **0.030 t.m**

P_u [Resistencia a compresión requerida] = **0.061 t**

$$\frac{0.061}{0.85 \times 1.623} + \frac{0.219}{0.90 \times 0.426} + \frac{0.030}{0.90 \times 0.112} \leq 1.0$$

$$0.913 \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad 0.92 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

- **Verificación de la formación del elemento:**

Deformación máxima del elemento:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{360}{300} = 1.20 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

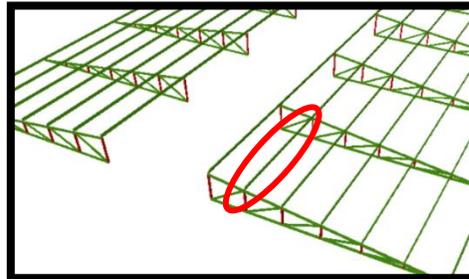
Dando el siguiente resultado de deflexión máxima que da el programa:

$$f_{max} = 7.02 \text{ mm}$$

Cumpliendo la siguiente condición: $f < f_{max}$

$$7.02 \text{ mm} < 12 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Figura 25. Correa más solicitada y diseñada

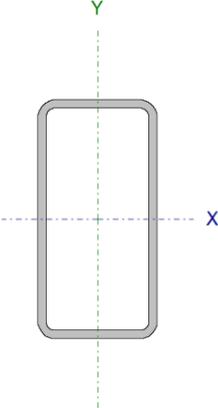


Fuente: CYPECAD 2017

- **Diseño del Cordón Inferior [elemento sometido a compresión]**

Las comprobaciones de diseño se realizaron para el elemento compuesto entre los nodos N111-N112.

Tabla 10. Características geométricas del perfil para el cordón inferior

Perfil: 80x40x3							
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N111	N112	1.000	6.60	52.07	17.46	43.81
	<i>Notas:</i>						
	<i>(1) Inercia respecto al eje indicado</i>						
	<i>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</i>						
		Pandeo			Pandeo lateral		
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
	□	1.00	1.00	0.00	0.00		
	L _K	1.000	1.000	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	-	-			
C _b	-		1.000				
<i>Notación:</i>							
<i>L_K: Longitud de pandeo (m)</i>							
<i>C_m: Coeficiente de momentos</i>							
<i>C_b: Factor de modificación para el momento crítico</i>							

Fuente: CYPECAD 2017

Tabla 11. Esfuerzos internos del elemento más solicitado (Barra N41/N42)

Envolventes de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.250 m	0.500 m	0.750 m	1.000 m
N111/N112	Acero conformado	P _{mín}	-1.257	-1.257	-1.257	-1.257	-1.257
		P _{máx}	4.865	4.865	4.865	4.865	4.865
		V _y _{mín}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		V _y _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		V _z _{mín}	-0.120	-0.118	-0.117	-0.115	-0.113
		V _z _{máx}	0.028	0.029	0.030	0.031	0.033
		M _t _{mín}	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001
		M _t _{máx}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		M _x _{mín}	-0.003	-0.010	-0.017	-0.025	-0.033
		M _x _{máx}	0.010	0.040	0.070	0.099	0.127
		M _y _{mín}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Envolturas de los esfuerzos en barras							
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra				
			0.000 m	0.250 m	0.500 m	0.750 m	1.000 m
		$M_{y_{m\acute{a}x}}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: CYPECAD 2017

- **Diseño a Compresión:**

El elemento elegido debe verificar la siguiente expresión:

$$P_n = A_e F_n \quad (\text{Ec. C.4-1})$$

Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional (C4.1)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. C.4.1-1})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \times 2069317}{\left(\frac{1 * 100}{2.808}\right)^2} = 16103.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times 2069317}{\left(\frac{1 * 100}{1.626}\right)^2} = 5400 \text{ kg/cm}^2$$

Donde la tensión crítica de pandeo es la menor de ambas:

$$F_{e \text{ crit}} = 5400 \text{ kg/cm}^2$$

- F_n se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. C.4.4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548.42}{5400}} = 0.69 \quad \Rightarrow \quad \text{como } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_n = \left[0.658^{\lambda_c^2}\right] F_y \quad (\text{Ec. C.4.2})$$

$$F_n = \left[0.658^{0.69^2}\right] \times 2548.42 = 2087.99 \text{ kg/cm}^2$$

Volviendo a la primera expresión planteada:

$$P_n = A_e F_n \quad \Rightarrow \quad \text{para } \phi_c = 0.85$$

$$P_n = 6.60 \times 2087.99 = 13780.74 \text{ kg} = 13.78 \text{ t}$$

- **Resistencia de Diseño**

$$P_d = \phi_c P_n \quad \Rightarrow \quad P_d = 0.85 \times 13.78 = 11.72 \text{ t}$$

Demanda de la Combinación de Cargas: $P_{u \text{ solicitud}} = 1.257 \text{ t}$

Por lo tanto: $1.257 \text{ KN} < 11.72 \text{ KN}$ **Cumple**

$$n_c = \frac{P_u}{P_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{1.257}{11.72} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0.107 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

- **Resistencia Diseño a flexión y compresión combinados:**

El elemento elegido debe verificar la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{ny} R_y} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. C.5.2.2-3})$$

La norma permite usar la anterior ecuación porque se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$$

Momento nominal plástico:

$$M_{nx} = F_y \cdot S_x = 33180.43 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.332 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot S_y = 22300 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.223 \text{ t.m}$$

Determinación de la Resistencia de diseño a pandeo lateral torsional

Factor de Resistencia para flexión en el eje X

$$\phi_b = 0.90 \quad M_{dx} = 0.90 \times 0.332 = 0.30 \text{ t.m}$$

Donde:

$$M_{fx-} [\text{Resistencia requerida para flexión negativa en el eje X}] = 0.033 \text{ t.m}$$

$$M_{fx+} [\text{Resistencia requerida para flexión positiva en el eje X}] = 0.127 \text{ t.m}$$

$$M_{fx} [\text{Resistencia a flexion critica requerida}] = 0.127 \text{ t.m}$$

$$n_B = \frac{M_{fx}}{M_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{0.127}{0.30} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0.42 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

Volviendo a la primera expresión planteada:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx}}{\phi_b M_{nx} R_x} + \frac{M_{fy}}{\phi_b M_{ny} R_y} \leq 1.0$$

Donde:

$$M_{nx} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X}] = 0.332 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y}] = 0.223 \text{ t.m}$$

$$P_n [\text{Resistencia nominal a compresión}] = 13.78 \text{ t}$$

$$M_{fx} [\text{Resistencia a flexión requerida respecto al eje X}] = 0.127 \text{ t.m}$$

$$M_{fy} [\text{Resistencia a flexión requerida respecto al eje Y}] = 0.00 \text{ t.m}$$

$$P_u [\text{Resistencia a compresión requerida}] = 1.257 \text{ t}$$

$$R_x [\text{Factor de reducción de la resistencia a flexión}] = 0.99$$

$$R_y [\text{Factor de reducción de la resistencia a flexión}] = 1.00$$

$$\frac{1.257}{0.85 \times 13.78} + \frac{0.127}{0.90 \times 0.332 \times 0.99} + \frac{0.00}{0.90 \times 0.223 \times 1} \leq 1.0$$

$$0.537 \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad 0.54 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Verificación de la formación del elemento:

Deformación máxima del elemento:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

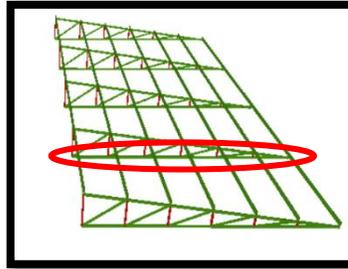
Dando el siguiente resultado de deflexión máxima que da el programa:

$$f_{max} = 11.08 \text{ mm}$$

Cumpliendo la siguiente condición: $f < f_{max}$

11.08 mm < 20 mm **Cumple**

Figura 26. Cordón inferior más solicitada y diseñada



Fuente: CYPECAD 2017

- **Diseño del Cordón Superior [elemento sometido a compresión]**

Las comprobaciones de diseño se realizaron para el elemento compuesto entre los nodos N63-N58.

Tabla 12. Características geométricas del perfil para el cordón inferior

Perfil: 80x40x3						
Material: Acero (ASTM A 36 36 ksi)						
Nodos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
N63	N58	1.014	6.60	52.07	17.46	43.81
Notas:						
⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado						
⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
□	1.00	1.00	0.00	0.00		
L _K	1.014	1.014	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	-	-		
C _b	-		1.000			
Notación:						
L _K : Longitud de pandeo (m)						
C _m : Coeficiente de momentos						

Fuente: CYPECAD 2017

Tabla 13. Esfuerzos internos del elemento más solicitado (Barra N63/N58)

Envoltorios de los esfuerzos en barras										
Barra	Tipo de combinación	Esfuerzo	Posiciones en la barra							
			0.000 m	0.169 m	0.338 m	0.507 m	0.676 m	0.845 m	1.014 m	
N63/N58	Acero conformado	P_{\min}	-8.296	-8.296	-8.296	-8.295	-8.295	-8.295	-8.295	-8.295
		P_{\max}	1.996	1.996	1.996	1.996	1.996	1.997	1.997	1.997
		$V_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$V_{z\min}$	-0.017	-0.016	-0.015	-0.014	-0.013	-0.013	-0.012	-0.012
		$V_{z\max}$	0.044	0.045	0.046	0.047	0.048	0.049	0.050	0.050
		$M_{t\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{t\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{x\min}$	-0.023	-0.020	-0.017	-0.015	-0.012	-0.010	-0.008	-0.008
		$M_{x\max}$	0.083	0.076	0.068	0.060	0.052	0.044	0.035	0.035
		$M_{y\min}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		$M_{y\max}$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: CYPECAD 2017

- **Diseño a Compresión:**

El elemento elegido debe verificar la siguiente expresión:

$$P_n = A_e F_n \quad (\text{Ec. C.4-1})$$

Secciones no sometidas a pandeo torsional ni a pandeo torsional flexional (C4.1)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. C.4.1-1})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \times 2069317}{\left(\frac{1 * 101.4}{2.808}\right)^2} = 15661.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \times 2069317}{\left(\frac{1 * 101.4}{1.626}\right)^2} = 5251.60 \text{ kg/cm}^2$$

Donde la tensión crítica de pandeo es la menor de ambas:

$$F_{e \text{ crit}} = 5251.60 \text{ kg/cm}^2$$

- F_n se determina de la siguiente manera:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. C.4.4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{2548.42}{5251.6}} = 0.70 \quad \Rightarrow \quad \text{como } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_n = [0.658^{\lambda_c^2}] F_y \quad (\text{Ec. C.4.2})$$

$$F_n = [0.658^{0.70^2}] \times 2548.42 = 2075.88 \text{ kg/cm}^2$$

Volviendo a la primera expresión planteada:

$$P_n = A_e F_n \quad \Rightarrow \quad \text{para } \phi_c = 0.85$$

$$P_n = 6.60 \times 2075.88 = 13700.81 \text{ kg} = 13.70 \text{ t}$$

- **Resistencia de Diseño**

$$P_d = \phi_c P_n \quad \Rightarrow \quad P_d = 0.85 \times 13.70 = 11.65 \text{ t}$$

Demanda de la combinación de cargas: $P_u \text{ sollicitacion} = 8.30 \text{ t}$

Por lo tanto: $8.30 \text{ KN} < 11.65 \text{ KN}$ **Cumple**

$$n_c = \frac{P_u}{P_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{8.30}{11.65} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0.71 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

- **Resistencia Diseño a flexión y compresión combinados:**

El elemento elegido debe verificar la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx} C_{mx}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{M_{fy} C_{my}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. C.5.2.2-3})$$

La norma permite usar la anterior ecuación porque se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$$

Momento nominal plástico:

$$M_{nx} = F_y \cdot S_x = 33180.43 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.332 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} = F_y \cdot S_y = 22300 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 0.223 \text{ t.m}$$

Determinación de la resistencia de diseño a pandeo lateral torsional

Factor de Resistencia para flexión en el eje X

$$\phi_b = 0.90 \quad M_{dx} = 0.90 \times 0.332 = 0.30 \text{ t.m}$$

Donde:

$$M_{fx-} [\text{Resistencia requerida para flexión negativa en el eje X}] = 0.023 \text{ t.m}$$

$$M_{fx+} [\text{Resistencia requerida para flexión positiva en el eje X}] = 0.083 \text{ t.m}$$

$$M_{fx} [\text{Resistencia a flexión crítica requerida}] = 0.083 \text{ t.m}$$

$$n_B = \frac{M_{fx}}{M_d} \leq 1$$

$$n_B = \frac{0.083}{0.30} \leq 1 \quad \rightarrow \quad 0.28 \geq 1 \text{ Cumple!}$$

Volviendo a la Primera Expresión planteada:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{fx} C_{mx}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{M_{fy} C_{my}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0$$

Donde:

$$M_{nx} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X}] = 0.332 \text{ t.m}$$

$$M_{ny} [\text{Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y}] = 0.223 \text{ t.m}$$

$$P_n [\text{Resistencia nominal a compresión}] = 13.70 \text{ t}$$

$$M_{fx} [\text{Resistencia a flexión requerida respecto al eje X}] = 0.083 \text{ t.m}$$

$$M_{fy} [\text{Resistencia a flexión requerida respecto al eje Y}] = 0.00 \text{ t.m}$$

$$P_u [\text{Resistencia a compresión requerida}] = 8.30 \text{ t}$$

Calculo de Factor de Reducción de la resistencia

En el eje Y:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L)^2}$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 * 2069317 * 17.46}{(0.17 * 608.3)^2} = 33345.52 \text{ kg} = 33.34 \text{ t}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}} \rightarrow 1 - \frac{8.30}{33.34} = \alpha_y = 0.75$$

En el eje X:

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L)^2}$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 * 2069317 * 52.07}{(0.17 * 608.3)^2} = 99444.53 \text{ kg} = 99.44 \text{ t}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} \rightarrow 1 - \frac{8.30}{99.44} = \alpha_x = 0.92$$

α_x [Factor de reducción de la resistencia a flexión] = **0.92**

α_y [Factor de reducción de la resistencia a flexión] = **0.75**

C_{mx} [Coeficiente de momento en los extremos para flexión] = **1.00**

C_{my} [Coeficiente de momento en los extremos para flexión] = **1.00**

$$\frac{8.30}{0.85 \times 13.70} + \frac{1 \times 0.083}{0.90 \times 0.332 \times 0.92} + \frac{1 \times 0.00}{0.90 \times 0.223 \times 0.75} \leq 1.0$$

$$0.998 \leq 1.0 \quad \Rightarrow \quad 0.99 \leq 1.0 \quad \text{Cumple}$$

Verificación de la formación del elemento:

Deformación máxima del elemento:

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

Dando el siguiente resultado de deflexión máxima que da el programa:

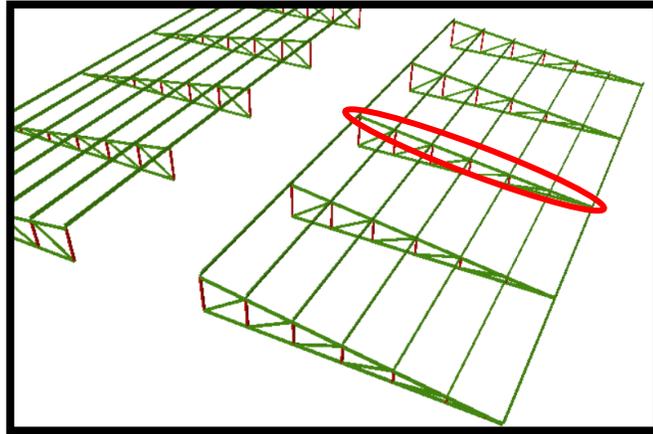
$$f_{max} = 9.89 \text{ mm}$$

Cumpliendo la siguiente condición:

$$f < f_{max}$$

$$9.89 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

Figura 27. Cordón superior más solicitada y diseñada



Fuente: CYPECAD 2017

- **Diseño de uniones emperradas y placa de apoyo**

La placa de base es de acero A36, el esfuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de Hormigón Armado es mucho menor que la correspondiente a la base de acero de una viga, cuando las barras metálicas se apoyan en la columna o viga es necesario que la carga puntual se distribuya en el área suficiente para evitar que se sobre esfuerce el hormigón, la carga se transmite a través de la placa de acero que está ligada a la viga con 4 pernos. Se calculará para la mayor reacción.

$$P_u = R_y = 949 \text{ kg} = 9309.7 \text{ N}$$

$$F_c = 25 \text{ N/mm}^2 = 2.55 \text{ kg/mm}^2$$

$$\phi_c = 0.65$$

$$A = \frac{P_{u(\text{solicitado})}}{\theta * 0.85 * f'_c}$$

$$A = \frac{949}{0.65 * 0.85 * 2.55} = 673.59 \text{ mm}^2 = 6.74 \text{ cm}^2$$

Área adoptada

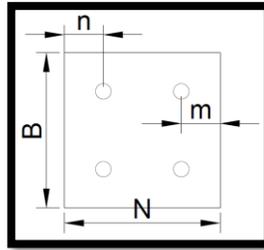
$$N = 20 \text{ cm}$$

$$B = 10 \text{ cm}$$

- Espesor de la placa

$$F_y = 2548.42 \text{ kg/cm}^2 \quad n = m = 3 \text{ cm}$$

Figura 28. Forma de la placa y distribución de los pernos



Fuente: Elaboración Propia

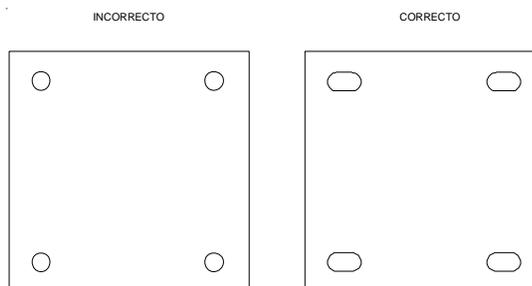
Debido a que la placa será cuadrada, por lo tanto, $n = m = 3 \text{ cm}$

$$t = m * \sqrt{\frac{2Pu}{0.9 * F_y * B * N}}$$

$$t = 3 * \sqrt{\frac{2 * 949}{0.9 * 2548.42 * 10 * 20}} = 0.193 \text{ cm} = 1.93 \text{ mm}$$

El espesor de la placa de apoyo será de 3 mm.

También hacer notar que la perforación en la plancha será de forma ovalada para que tenga un grado de libertad por las dilataciones que sufre la estructura.



Fuente: Elaboración propia

Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje se deben diseñar de tal manera que resistan las cargas de la estructura que llegan a las vigas.

Área adoptada

$$\phi = 0.75$$

$$A_g = \frac{Pu_{(solicitado)}/4}{\phi * 0.85 * f_u}$$

$$A_g = \frac{9309.7/4}{0.75 * 0.85 * 400} = 9.13 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$9.13 = \frac{\pi d^2}{4} \quad \Rightarrow \quad d = 3.41 \text{ mm}$$

Se optará por 4 pernos de alta resistencia A 325 de diámetro 1/2" igual a 12 mm establecido como mínimo por norma.

Longitud del perno

Las precauciones propuestas por los autores Res Shipp y Haninger sugieren basados en la normativa una tabla. Según el tipo de acero utilizado las mínimas distancias a las que se deben embeber o anclar los pernos según la siguiente tabla.

Tabla 14. Distancia mínima de anclaje

Bolt Type Material	Minimum Embedded length	Minimum Embedded Edge Distance
A307. A36	12d	5d > 4 in
A325. A449	17d	7d > 4 in

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero LRFD Mc Cormac.

Según el tipo de acero utilizado las mínimas distancias a las que se deben anclarse son:

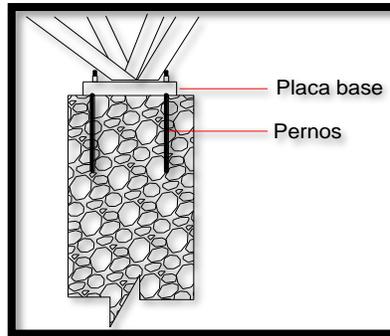
$$\text{Largo libre del perno} = L_{bf} \quad L_{bf} = 8*d$$

$$\text{Largo embebido efectivo} = L_{be} \quad L_{be} = 12*d$$

Largo efectivo = L_b

$$L_b = L_{bf} + L_{be}$$

Figura 29. Detalle de la unión empernada



Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto:

$$L_{bf} = 8 * d = 8 * 12 \text{ mm} = 96 \text{ mm}$$

$$L_{be} = 12 * 12 \text{ mm} = 144 \text{ mm}$$

$$L_b = L_{bf} + L_{be} = 96 \text{ mm} + 144 \text{ mm} = 240 \text{ mm} = 24 \text{ cm}$$

La longitud que se optará para el perno será de 25 cm.

Diseño por aplastamiento de la placa

$$P_A = 2.40 * \varphi * dp * t * \sigma_U$$

Donde:

P_A = Fuerza máxima axial por aplastamiento

t = espesor de la placa

dp = Diámetro del perno

σ_U = Esfuerzo a la tensión del acero o material de la plancha [A36]

φ = Factor de reducción al aplastamiento para agujeros estándar [0.75]

$$P_A = 2.40 * 0.75 * 12 * 3 * 400 = 25920 \text{ N} = 2642.20 \text{ kg}$$

$$2642.20 \text{ kg} > \frac{949}{2}$$

$$2642.20 \text{ kg} > 474.5 \text{ kg} \quad \text{Cumple!}$$

Diseño de la unión soldada

$$P_c = 15064 \text{ Kg}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Acero A36

$$t_{\text{sold.min}} = 3 \text{ mm} \left(\frac{1}{8}'' \right)$$

Long.soldadura = 25,40 mm (1") Asumido

Espesor de la garaganta efectiva = $0,707 \cdot t_{\text{sold.}} = 2,24 \text{ mm}$

Capacidad de la soldadura por pulg = $\emptyset \cdot F_w = 493,69 \text{ kg/cm}$

$$\text{Longitud necesaria} = \frac{P_c}{\text{cap. total}} = 3,05 \text{ cm} = 30,51 \text{ mm}$$

Se usará soldadura:

$$t_{\text{sold.}} = 3,20 \text{ mm} \quad \text{y} \quad \text{Long. sold.} = 31 \text{ mm.}$$

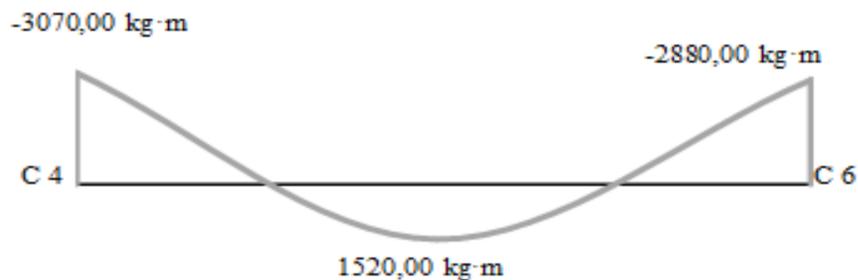
3.7.2. Diseño de Vigas

Las vigas fueron diseñadas a flexión; por lo que, las dimensiones de las vigas rectangulares son tres 20x30 cm, 20x40 cm y 30x95 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 4 y entre las columnas 4 y 6 sección 20x30 cm. del primer piso.



Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga 38 entre C-4 y C-6

Datos:

Momento Máximo Positivo Mayorado	Md=1520,00 Kg-m
Canto de la Viga	h = 30 cm
Base de la Viga	bw = 20 cm
Recubrimiento superior e inferior de la armadura	r = 3 cm
Canto Útil de la Sección	d = 30 cm - 3 cm = 27 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
γ _c = 1.5 ; γ _s = 1.15 ; γ _f = 1,6	

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{152000 \text{ kg. cm}}{20 \text{ cm} \cdot (27 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0.0626$$

Entonces: μ_{lim} = 0.319 valor obtenido en función al tipo de acero f_y = 5000 Kg/cm²

Como:

μ_d < μ_{lim} no se necesita armadura a compresión

$$0.0626 < 0.319$$

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: μ_d = 0,0626 se obtiene una cuantía mecánica de ω_s = 0,0658

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0658 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 1,37 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura mínima: A_{smin}

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 $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20\text{cm} \cdot 27\text{cm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará los siguientes diámetros: $\Phi = 12$ mm con un área de $A_{s\Phi16} = 1,13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi12$$

$$A_{s\Phi16} = 2 \cdot 1,13 \text{ cm}^2 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: $2\Phi12$ mm

Elección = **$2\Phi12$ mm**

CYPECAD = **$2\Phi12$ mm**

Verificación de la armadura negativa en el lado izquierdo apoyado sobre C-4

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 3070,00 \text{ Kg-m}$

Canto de la Viga $h = 30 \text{ cm}$

Base de la Viga $b_w = 20 \text{ cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{307000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{20 \text{ cm} \cdot (27 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,1263$$

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

$$0.1263 < 0.319$$

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: $\mu_d = 0.1263$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0.1382$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1382 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} \cdot \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 2,87 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{smin}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 2,87 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente 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:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi10 + 2\Phi10$$

$$A_{s\Phi10} = 4 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 2 Φ 10 + 2 Φ 10mm

Elección = 2 Φ 10 + 2 Φ 10 mm

CYPECAD = 2 Φ 10 + 2 Φ 10 mm

Verificación de la armadura negativa en el lado derecho apoyado sobre C-6

Datos:

Momento Máximo Negativo Mayorado $M_d = 2880,00 \text{ Kg-m}$

Canto de la Viga $h = 30 \text{ cm}$

Base de la Viga $b_w = 20 \text{ cm}$

Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{288000 \text{ kg. cm}}{20 \text{ cm} \cdot (27 \text{ cm})^2 \cdot 166,67 \text{ kg/cm}^2} = 0,1185$$

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

$$0,1185 < 0,319$$

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: $\mu_d = 0,1185$ se obtiene una cuantía mecánica de $\omega_s = 0,1289$

Determinación de la armadura: A_s

$$A_s = \omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1289 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} * \frac{166,67 \text{ kg/cm}^2}{4347,83 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 2,67 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima: A_{smin}

De la tabla de cuantías geométricas mínimas con el tipo de Acero $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_{min} = 0,0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0028 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 27 \text{ cm} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \min}$

Entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 2,67 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \Phi 10} = 0,79 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = 2\Phi 10 + 2\Phi 10$$

$$A_{s \Phi 10} = 4 \cdot 0,79 \text{ cm}^2 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

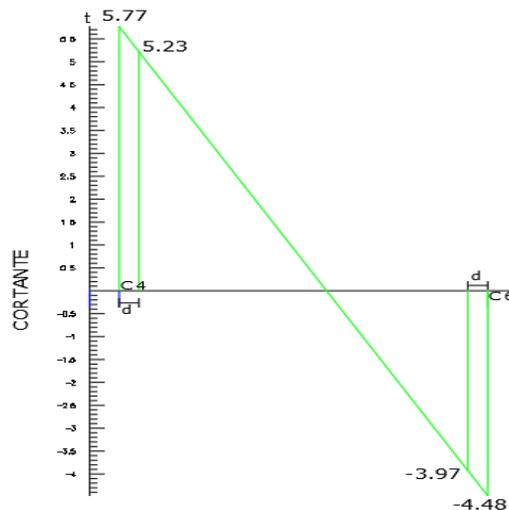
$$A_{s \text{ real}} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 10mm

Elección = **4 Φ 10 mm**

CYPECAD = **4 Φ 10 mm**

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-4 lado izquierdo de la viga



El cortante de diseño es $V_d = 5258 \text{ kg}$ (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:

$$V_d = 5258,00 \text{ Kg}$$

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:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 3485,69 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 5258,00 \text{ kg} < 3485,69 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 27000 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 1772,31 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Número de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{0,84 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 6 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{6} = 16 \text{ cm}$$

Elección = $\Phi 6\text{mm c}/15 \text{ cm}$

CYPECAD = $\Phi 6\text{mm c}/13 \text{ cm}$

Verificación de la armadura transversal para la sección apoyada sobre la C-15 lado derecho de la viga

El cortante de diseño es $V_d = 3968 \text{ kg}$ (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:

$$V_d = 3968,00 \text{ Kg}$$

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:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 3485,69 \text{ kg}$$

Condición:

$$V_d < V_{cu} \rightarrow 3968,00 \text{ kg} < 3485,69 \text{ kg} \text{ No cumple}$$

Por tanto, necesita armadura transversal.

El valor de agotamiento por compresión del alma es:

$$V_{ou} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 27000 \text{ kg}$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 482,31 \text{ kg}$$

Condición: $V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow \text{cumple!!!}$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura transversal para una pierna $A_{st1} = 0,14 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con un diámetro de $\Phi = 6 \text{ mm}$ Área de la barra 6 mm $A = 0,283 \text{ cm}^2$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{0,27 \text{ cm}^2}{0,283 \text{ cm}^2} = 2 \text{ barras}$$

Separación de Estribos

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100 \text{ cm}}{2} = 50 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Elección = $\Phi 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

CYPECAD = $\Phi 6 \text{ mm c}/13 \text{ cm}$

Armadura de corte mínima:

$$L = 340 \text{ cm}$$

La separación máxima entre C-16 y P-15 (vano central) será:

$$s \leq 0,85 \cdot d \rightarrow s \leq 30 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{340 \text{ cm}}{0,20 \text{ cm}} = 17 \text{ barras}$$

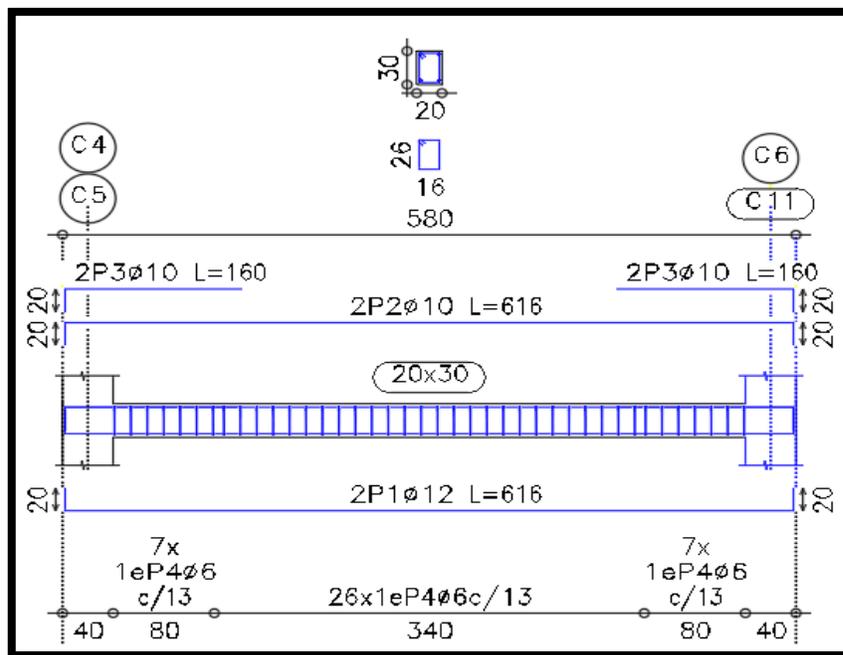
Elección = Φ 6mm c/20 cm

En resumen, la cantidad de estribos a utilizar es:

Elección = Φ 6mm c/15 cm, Φ 6mm c/20 cm, Φ 6mm c/20 cm

CYPECAD = Φ 6mm c/13 cm, Φ 6mm c/13 cm, Φ 6mm c/13 cm

Figura 30. Armado de la Viga 38



Fuente: CYPECAD 2017

Verificación de la flecha máxima

Según el programa, se tiene una flecha máxima de:

$$f_{max} = 0,236 \text{ cm}$$

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)	2,26	2 Φ 10mm	2,26	2 Φ 10mm	0
Negativa (lado izquierdo)	3,14	4 Φ 10mm	3,14	4 Φ 10mm	0
Negativa (lado derecho)	3,14	4 Φ 10mm	3,14	4 Φ 10mm	0
Transversal izquierdo	1,68	Φ 6mm c/15cm	2,17	Φ 6mm c/13cm	13
Transversal derecho	0,27	Φ 6mm c/20cm	2,17	Φ 6mm c/13cm	35
Transversal central	0,27	Φ 6mm c/20cm	2,17	Φ 6mm c/13cm	35

3.7.3. Diseño de la Columna

Las columnas fueron diseñadas a flexión esviada, las dimensiones de las columnas son de 25x40 cm, 30x60 cm, 25x50 cm, 25x60 cm y 30x75 cm de acuerdo a dimensiones mínimas recomendada por la Norma CBH-87.

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-2, presenta los siguientes datos:

Datos C-2:

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	$b = 75 \text{ cm.}; h = 30 \text{ cm.}$
Longitud	$L = 3,06 \text{ m}$
Referencia	C-2
Axil de cálculo	$N_d = 230840 \text{ kg}$
Momento de cálculo en dirección x	$M_{dx} = 9600 \text{ kg-m}$
Momento de cálculo en dirección y	$M_{dy} = 510 \text{ kg-m}$

Resistencias Minoradas de los materiales:

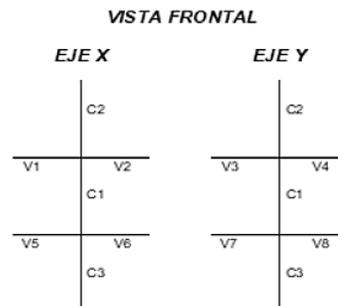
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{1.5} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5000 \text{ Kg/cm}^2}{1.15} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Coefficiente de pandeo:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$

$$\psi_B = \frac{\sum (EI \div l) \text{ de todas las columnas}}{\sum (EI \div l) \text{ de todas las vigas}}$$



Datos de geometría de los elementos que concurren a la columna en estudio:

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
Columna 1 (C1)	306	75	30	168750	1054688
Columna 2 (C2)	306	75	30	168750	1054688
Columna 3 (C3)	306	75	30	1054688	1054688
Viga 1 (V1)	215	20	30	45000	20000
Viga 2 (V2)	215	20	30	45000	20000
Viga 5(V5)	215	20	30	45000	20000
Viga 6 (V6)	215	20	30	45000	20000

Por lo tanto, el coeficiente es:

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{xV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{xV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{yV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{yV4}}{L_{V4}}} = 2.63$$

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{yV1}}{L_{V1}} + \frac{I_{yV2}}{L_{V2}} + \frac{I_{xV3}}{L_{V3}} + \frac{I_{xV4}}{L_{V4}}} = 37.05$$

$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{xC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{xC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{xV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{xV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{yV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{yV8}}{L_{V8}}} = 2.63$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{yC1}}{L_{C1}} + \frac{I_{yC3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{yV5}}{L_{V5}} + \frac{I_{yV6}}{L_{V6}} + \frac{I_{xV7}}{L_{V7}} + \frac{I_{xV8}}{L_{xV9}}} = 37.05$$

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 = 23.92 m. = 23920 mm.

$$\frac{1}{750} * 23920 \text{ mm} > 1.93 \text{ mm}$$

$$31.89 \text{ mm} > 3.89 \text{ mm}$$

Se considera pórtico **Intraslacional**

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Figura Nomogramas para determinar coeficiente (Anexo 1 Tablas), correspondiente a estructuras intraslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez α .

$$\alpha_x = 0.88$$

$$\alpha_y = 0.99$$

Se tomará el valor de “ α ” mayor

$$\alpha = 0.99$$

Cálculo de la longitud de pandeo:

$$l_o = \alpha * L = 0.99 * 306 = 302,94 \text{ cm}$$

Valores límites de la esbeltez:

$$\lambda < 35 \text{ pieza considerada corta}$$

$$35 \leq \lambda \leq 100 \text{ puede calcularse excentricidad adicional}$$

$$100 \leq \lambda < 200 \text{ (geométricas } 29 \leq \lambda_o < 58)$$

Determinación de la esbeltez mecánica de la columna:

$$\lambda_x = \frac{l_o}{i} = \frac{302,94}{\sqrt{\frac{168750}{2250}}} = 34.98$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{i} = \frac{1774,80}{\sqrt{\frac{1054688}{2250}}} = 13.99$$

Esbeltez geométrica:

$$\lambda_{gx} = \frac{l_o}{b} = \frac{302.94}{75} = 4.05$$

$$\lambda_{gy} = \frac{l_o}{h} = \frac{302.94}{30} = 10.10$$

Esbeltez mecánica $\lambda = 34.98 < 35$

Esbeltez geométrica $\lambda = 10.10 < 10$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo $35 \leq \lambda < 100$, es una columna intermedia; por lo tanto, si hay pandeo.

Cálculo de las excentricidades:

Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 0.04 \text{ cm} \qquad e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 0.002 \text{ cm}$$

Excentricidad Accidental

$$e_o \geq e_a = \frac{h \text{ ó } b}{20} \geq 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = \frac{b}{20} = \frac{75}{20} = 3.75 \text{ cm} < 2 \text{ cm.}$$

$$e_a = 3.75 \text{ cm.}$$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

$$e_{ficx} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{ox}}{b + 10 * e_{ox}} * \frac{l_{ox}^2}{b} * 10^{-4} = 1.31 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{h + 20 * e_{oy}}{h + 10 * e_{oy}} * \frac{l_{oy}^2}{h} * 10^{-4} = 0.52 \text{ cm}$$

Excentricidad total

$$e_{(xy)máx} = e_o + e_{fic} + e_a$$

$$e_{fX} = 0.04 + 3.75 + 1.31 = 5.10 \text{ cm}$$

$$e_{fY} = 0.002 + 3.75 + 0.52 = 4.27 \text{ cm}$$

La capacidad mecánica del hormigón U_c es:

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

$$U_c = 166.67 * 75 * 30$$

$$U_c = 375007,50 \text{ Kg}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{230840}{375007,50} = 0.62$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_x}{U_c \cdot h} = \frac{230840 \cdot 5.10}{375007.50 \cdot 30} = 0.10$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{U_c \cdot b} = \frac{230840 \cdot 4.27}{375007.50 \cdot 75} = 0.035$$

Con estos valores se ingresa al ábaco en roseta (Anexo 1 Tablas) 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 $\mu_1 = 0.10$ y $\mu_2 = 0.035$, resultando las siguientes cuantías mecánicas:

$$v = 0.62 \qquad \omega = 0.13$$

La armadura longitudinal necesaria será:

$$A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} \qquad A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0.13 \cdot 75 \cdot 30 \cdot 166,67}{4347,83} = 11,21 \text{ cm}^2$$

Se calcula la armadura mínima con la cuantía mínima que se obtiene de la Norma CBH-87 (Tabla 8.1.7.3)

$$w_{min} = 0.0050$$

$$A_{smin} = w_{min} \cdot b \cdot h$$

$$A_s = 11.25 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 20 mm (esquinas) + 4 Φ 12 mm (lateral x) + 2 Φ 12 (lateral y)

$$A_{s\Phi 12} = 4 \cdot 3.14 + 6 \cdot 1.13 \text{ cm}^2 = 19,34 \text{ cm}^2$$

Con un área total de cálculo de:

$$A_{s \text{ real}} = 19,34 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4 Φ 12 (esquinas) + 2 Φ 12 (lateral)

Elección = 4 Φ 20 + 4 Φ 12 + 2 Φ 12

CYPECAD = 4 Φ 20 + 4 Φ 12 + 2 Φ 12

- **Armadura transversal**

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} = 30 \text{ cm} \\ 15 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = 15 \cdot 1.2 = 18 \text{ cm.} \end{cases}$$

Separación adoptada de estribos $s = 15 \text{ cm}$.

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \rightarrow \frac{1}{4} \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} = \frac{1}{4} \cdot 20 = 6 \text{ mm.} \\ \rightarrow \phi_{\text{Estribo}} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro de estribo adoptada = 6 mm.

Por lo tanto, la armadura del estribo será:

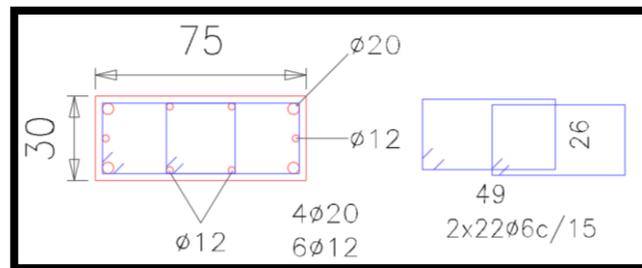
Se utilizará: Φ 6mm c/15 cm

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	19,34	4 Φ 20mm+4 Φ 12mm +2 Φ 12mm	6,78	4 Φ 20mm+4 Φ 12mm +2 Φ 12mm	0
Transversal	1,98	Φ 6mm c/15 cm	1,98	Φ 6mm c/15cm	0

Figura 31. 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:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{ck} = 250,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yk} = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = 166,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 4347,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_1 = 1,62 \text{ m}$$

Longitud horizontal de la rampla.

$$L_2 = 1,28 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

$$Z = 3,06 \text{ m}$$

Desnivel a salvar.

$$a = 1,28 \text{ m}$$

Ancho de la rampla.

$$B = 3,10 \text{ m}$$

Ancho total del descanso.

$$t = 0,15 \text{ m}$$

Espesor de la losa.

$$r = 0,030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

$$h = 0,270 \text{ m}$$

Huella.

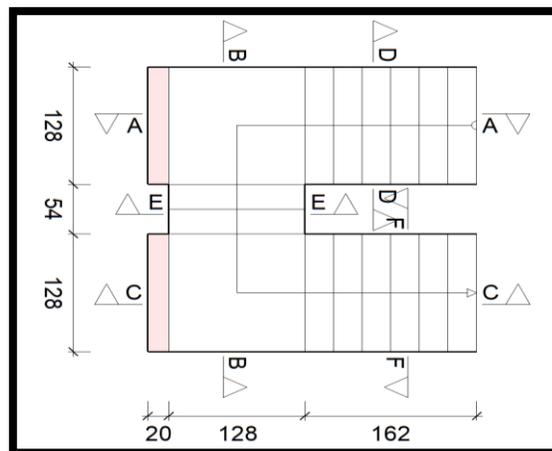
$$ch = 0,18 \text{ m}$$

Contra huella.

$$N = 17$$

Número de peldaños.

Figura 32. Vista en planta de la escalera



Fuente: CYPECAD 2017

Cargas sobre la losa de la rampla:

$$A_{rampla} = 1,28 * 1,62 = 2,07 \text{ m}^2$$

$$q_{rampa} = t * \gamma_{H^2A^2} * a = 0,15 * 2500 * 1,28 = 480 \text{ kg/m}$$

$$Vol_{escalón} = \frac{h * ch}{2} * a = \frac{0,27 * 0,18}{2} * 1,28 = 0,031 \text{ m}^3.$$

$$Peso_{peldaño} = V_{escalón} * N^{\circ}_{peld} * \gamma_{H^2A^2} = 0,031 * 2500 * 7 = 542,50 \text{ kg}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampla}} * a = \frac{542,50}{2,07} * 1,28 = 335,46 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 120 * 1,28 = 153,60 \text{ kg/m}$$

$$q_{barandillas} = 100 \text{ kg/m}$$

$$Carga \text{ Muerta total} = q_{peldaño} + q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1069,06 \text{ kg/m}$$

Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{descanso} = t * peso \text{ esp. } H^2 * L_2 = 0,15 * 2500 * 1,28 = 480 \text{ kg/m}$$

$$q_{acabados} = 120 * 1,28 = 153,60 \text{ kg/m}$$

$$Carga \text{ Muerta total} = q_{descanso} + q_{acabados} = 633,60 \text{ kg/m}$$

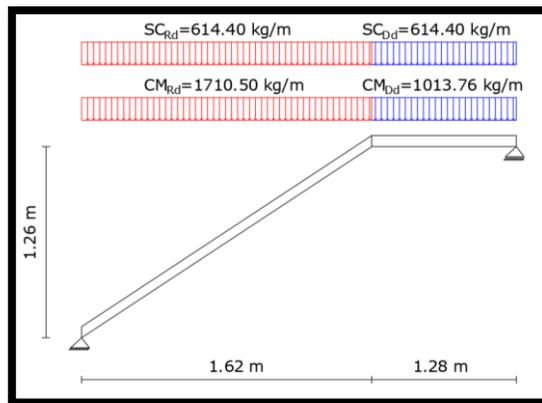
Sobrecarga:

La sobrecarga de uso se determina según el tipo de edificación la cual es de 300 kg/m²

$$Sobrecarga = q_{SC} * a = 300 * 1,28 = 384 \text{ kg/m}$$

Para la armadura de vano: Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

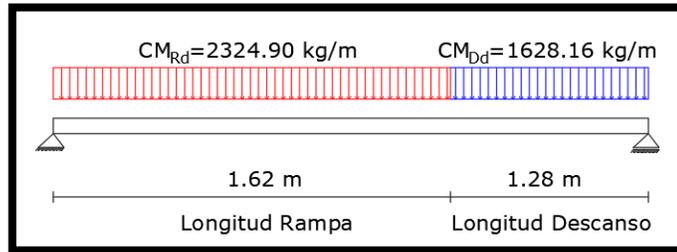
Figura 33. Consideración de escalera para calcular la armadura principal



Fuente: Elaboración Propia

Por razones de cálculo podrá considerarse como una losa plana:

Figura 34. Consideración como una losa plana y simplemente apoyada



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{(1710.5 + 614.4) * 1.62^2}{2} + (614.4 + 1013.76) * 1.28 * (\frac{1.28}{2} + 1.62)}{1.62 + 1.28}$$

$$= 2676,09 \text{ kg}$$

$$R_A = (1710,5 + 614.4) * 1.62 + (614.4 + 1013,76) * 1.28 - 2676,09$$

$$= 3174,30 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{CM_{Rd} + SC_{Rd}} = \frac{3174,30}{1710,5 + 614.4} = 1,36 \text{ m}$$

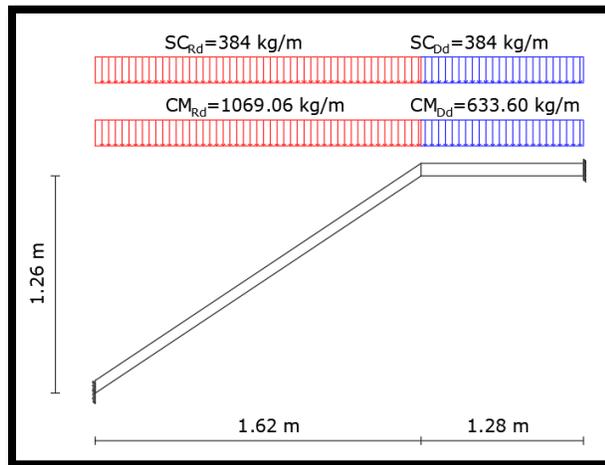
$$M_{max}^+ = R_A * x - \frac{(CM_{Rd} + SC_{Rd}) * x^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 3174,30 * 1,36 - \frac{(1710.5 + 614.4) * 1,36^2}{2}$$

$$M_{max}^+ = 2166,98 \text{ kg} * \text{m}$$

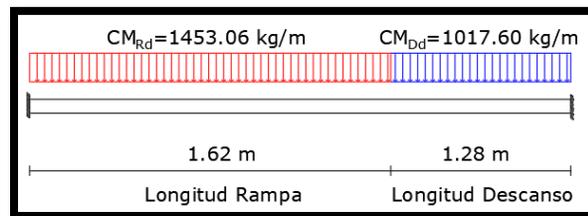
Para la armadura negativa: Supuesta como un apoyo empotrado y con las cargas de servicio:

Figura 35. Consideración de la escalera para el cálculo de la armadura negativa



Fuente: Elaboración Propia

Figura 36. Consideración como una losa, apoyo empotrado



Fuente: Elaboración Propia

Resolviendo se tiene que:

$$R_A = 2022,30 \text{ kg}$$

$$R_B = 1634,20 \text{ kg}$$

$$M_A = 948,10 \text{ kg} * m$$

$$M_B = 836,80 \text{ kg} * m$$

Con todas las consideraciones antes mencionadas, se procede a determinar la armadura de la escalera.

Determinación de la armadura longitudinal positiva

Datos iniciales:

$$M_d = 2166,98 \text{ kg} * m \text{ Momento de cálculo, en agotamiento.}$$

$$\omega_{min} = 0,0015$$

Cuantía mínima para losas.

$$b_w = a = 1,28 \text{ m}$$

Ancho de rampa.

$$t = 0,15 \text{ m}$$

Espesor de la losa.

$$r = 0,030 \text{ m}$$

Recubrimiento de armadura.

$$d = 0,12 \text{ m}$$

Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,071$$

Como: $\mu_d < \mu_{lim}$ Por lo tanto, la pieza no necesita armadura de compresión.

Para determinar la armadura en tracción, se entra con $\mu_d = 0,071$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,075$, y la armadura necesaria será:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 4,42 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 2,76 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 4,42 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 10 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 10} = 0,785 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 10}} = 5,63 = 6 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{128 \text{ cm}}{6 \text{ barras}} = 21,00 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Se adoptará 6 barras para un espaciamiento de 0.20 m.

Con un área total de:

$$A_s = 6 \cdot 0,785 = 6,28 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$4,71 \text{ cm}^2 > 4,42 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **6 Φ 10 mm c/20**

CYPECAD = **8 Φ 10 mm c/20**

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

Datos iniciales:

$M_d = 948,10 \text{ kg} \cdot \text{m}$	Momento característico de diseño, en servicio.
$\omega_{min} = 0,0015$	Cuantía mínima para losas.
$b_w = a = 1,28 \text{ m}$	Ancho de rampa.
$t = 0,15 \text{ m}$	Espesor de losa perpendicular.
$r = 0,030 \text{ m}$	Recubrimiento de armadura.
$d = 0,12 \text{ m}$	Canto útil.

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 \cdot b_w \cdot f_{cd}} = 0,031$$

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 $\mu_d = 0,031$ de la tabla universal de cálculo a flexión simple o compuesta y se obtiene $\omega_s = 0,0321$, la armadura necesaria es:

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,89 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot d = 2,76 \text{ cm}^2$$

Como: $A_s > A_{s \text{ min}}$ entonces el área de cálculo será:

$$A_s = 2,76 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará un diametro de $\emptyset = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \emptyset 8} = 0,503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \emptyset 8}} = 6,48 = 7 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{128 \text{ cm}}{7 \text{ barras}} = 20,20 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Se adoptará 7 barras para un espaciamiento de 0,20 m.

Con un área total de:

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

Donde:

$$3,52 \text{ cm}^2 > 2,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **7 Φ 8 mm c/20**

CYPECAD = **8 Φ 8 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:

$$A_s = 4,42 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20% se tiene:

$$A_s = 0,20 \cdot A_s = 0,89 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo del número de barras por metro, se considerará un diametro de $\emptyset = 8$ mm con un área de $A_{s \phi 8} = 0,503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = 3 \text{ barras}$$

Con un área total de:

$$A_s = 3 * 0,503 \text{ cm}^2 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Dónde:

$$1,50 \text{ cm}^2 > 0,89 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Elección = **Φ 8 mm c/20**

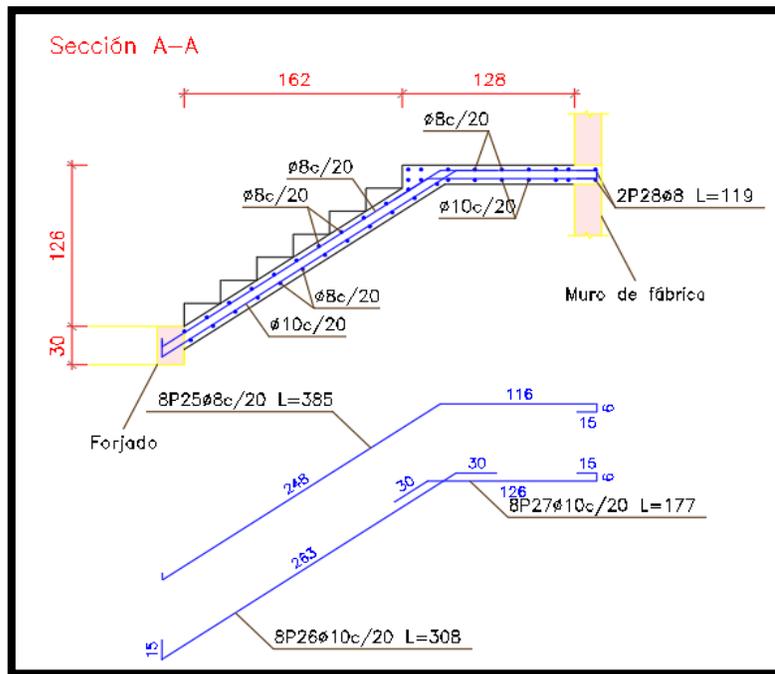
CYPECAD = **Φ 8 mm c/20**

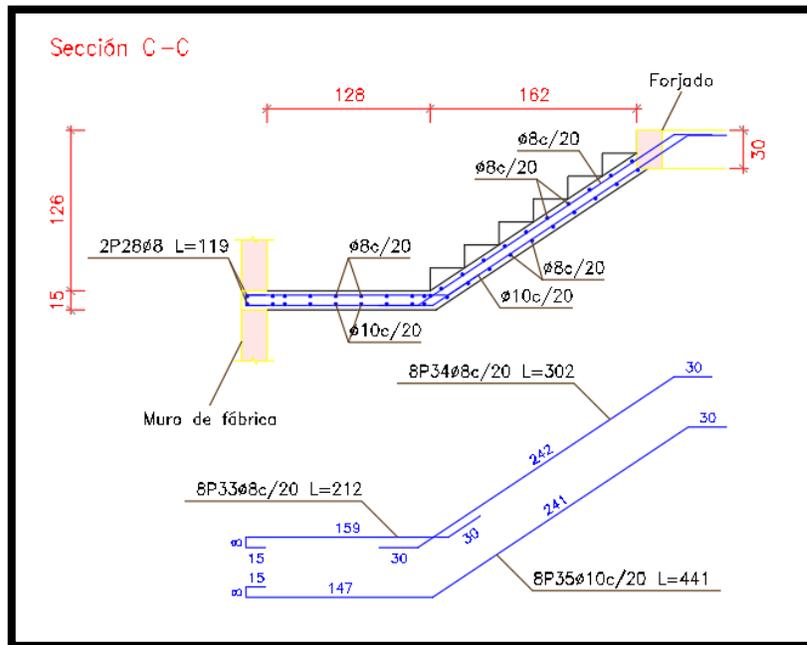
Comentarios y evaluaciones de los resultados

La verificación de la escalera se la realizó asumiendo que es una losa maciza de hormigón armado. Obteniendo los siguientes resultados:

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal (positiva)	4,71	8 Φ 10mm c/20cm	6,28	8 Φ 10mm c/20cm	15,00
Longitudinal (negativa)	3,52	8 Φ 8mm c/20cm	4,02	8 Φ 8mm c/20cm	12,44
Transversal	1,50	Φ 8mm c/20 cm	1,50	Φ 8mm c/20cm	0

Figura 37. Disposición de la armadura en la escalera





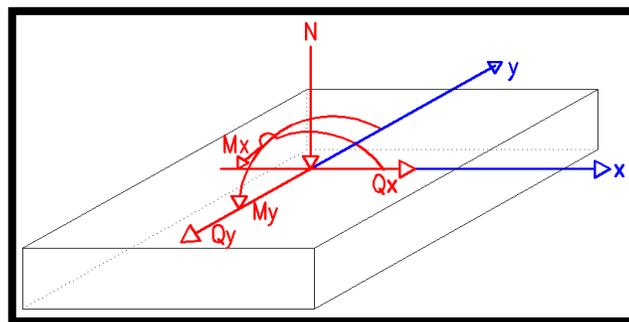
Fuente: CYPECAD 2017

3.7.5. Diseño de Fundaciones

3.7.5.1. Diseño de la zapata aislada

Se realiza la comprobación de la zapata correspondiente a la columna C21, 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 38. Representación gráfica de la zapata aislada



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$N = 171250$ kg Carga Axial

$M_x = 11000$ kg-cm Momento en dirección X

$M_y = 20000$ kg-cm Momento en dirección Y

$Q_x = 110$ kg Cortante en dirección X

$Q_y = 130$ kg Cortante en dirección Y

$f_{ck} = 250$ Kg/cm² Resistencia característica del H°

$f_{yk} = 5000$ Kg/cm² Resistencia característica del acero

$a_o = 60$ cm Dimensión de la base de la columna en X

$b_o = 30$ cm Dimensión de la base de la columna en Y

$\gamma = 2500$ Kg/m³ Peso específico del H°A°

$d_1 = 5$ 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

$\sigma_{adm} = 2.00$ kg/cm² 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:

$$\sigma = \frac{N * P}{A} \leq \sigma_{adm} \text{ entonces } A = \frac{1,05 * 171250}{2,00} = 89906,25 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{89906,25} \text{ entonces } a = b = 299,85 \text{ cm}$$

Se debe alterar "a" y "b" hasta encontrar la alternativa más conveniente, siempre que no se sobrepase la tensión admisible σ_{adm} .

$$a = 310 \text{ cm} \quad b = 310 \text{ cm}$$

Cálculo de la tensión máxima:

$$\sigma_t = \frac{N}{a * b} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_t = \frac{171250}{300 * 300} \Rightarrow \sigma_t = 1.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.78 \text{ kg/cm}^2 < 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a cortante del hormigón:

$$fvd = 0,5 \cdot \sqrt{fcd} = 0,5 \cdot \sqrt{166,67} \Rightarrow fvd = 6,45 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del canto útil:

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}} = \frac{4 * 6,45 \text{ kg/cm}^2}{1,6 * 1,78 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow k = 9,06$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1} - \frac{a_0 + b_0}{4}} = 55,38 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} = 38,30 \text{ cm}$$

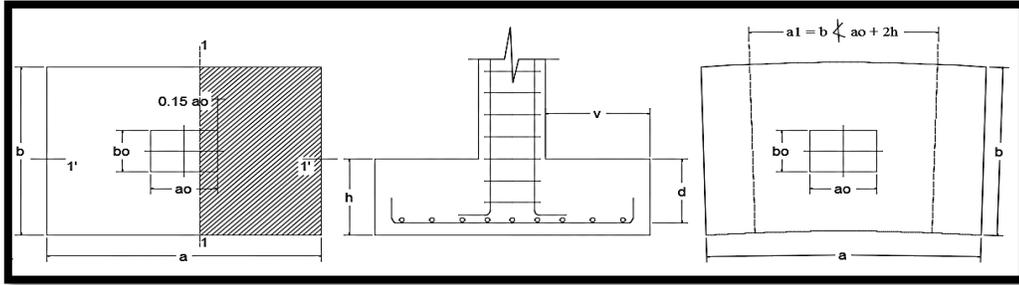
$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} = 42,89 \text{ cm}$$

Entonces se adopta $h = 60 \text{ cm}$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil de la zapata será $d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow d = 54,00 \text{ cm}$.

Determinación de la armadura:

Momentos en las secciones 1-1 y 1' 1'



Cálculo del momento en la dirección “a”:

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)^2 = 7935393,55 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{7935393,55}{310 \cdot 54,00^2 \cdot 166,67} = 0.053$$

Cuantía Geométrica

$$w_a = \mu_a \cdot (1 + \mu_a) = 0.0527 \cdot (1 + 0.0527) = 0.055$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,055 \cdot 310 \cdot 54,00 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 35,58 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot a \cdot d = 0,0015 \cdot 310 \cdot 54,00 \Rightarrow A_{smin} = 25,11 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 35,58 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 20mm$; $A_{\phi} = 3,14 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 11,33 \Rightarrow 12 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{310 - 12 \cdot 2}{12 - 1} = 26 \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

15 ϕ 20mm c/20cm

Cálculo del momento en la dirección “b”:

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_o}{2} + 0,15 \cdot b_o \right)^2 = 9227723,39 \text{ kg.cm}$$

Momento reducido

$$\mu_b = \frac{M_{bd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9227723,39}{310 \cdot 54,00^2 \cdot 166,67} = 0,061$$

Cuantía Geométrica

$$w_b = \mu_b \cdot (1 + \mu_b) = 0,0612 \cdot (1 + 0,0612) = 0,065$$

Determinación de la Armadura necesaria

$$A_s = \frac{\omega_s \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,065 \cdot 310 \cdot 54,00 \cdot 166,67}{4347,83} \Rightarrow A_s = 41,72 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$\text{Con } f_{yk} = \frac{5000 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \omega_{min} = 0,0015$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b \cdot d = 0,0015 \cdot 310 \cdot 54,00$$

$$A_{smin} = 25,11 \text{ cm}^2$$

Se escoge el área mayor, por lo que la armadura será $A_s = 41,72 \text{ cm}^2$

Determinación del número de barras:

Con una barra $\phi = 20mm$; $A_{\phi} = 3,14 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\phi}} = 13.29 \Rightarrow 14 \text{ barras}$$

Determinación del espaciamiento:

$$s = \frac{b - N^{\circ}B \cdot \phi}{N^{\circ}B - 1} = \frac{310 - 14 \cdot 2}{14 - 1} = 21,69 \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

15 ϕ 20mm c/20cm

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 .

$$l_b = m_3 \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{28.5} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \qquad l_b = 11 \cdot 2^2 \geq \frac{500}{28.5} \cdot 2 \geq 15 \text{ cm}$$

$$l_b = 44 \text{ cm} \geq 35,09 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

- $10 \cdot 2 = 20 \text{ cm}$
- 15 cm
- $0,70 \cdot 35,09 = 24.56 \text{ cm}$

Por tanto, se adoptará una longitud de anclaje de 25 cm en forma de patilla.

Cálculo del peso propio de la zapata:

$$P_p = Vol * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 4.11 \text{ m}^3 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow p_p = 10275.00 \text{ kg}$$

Verificación al deslizamiento:

$\delta = 35^\circ$ Ángulo de rozamiento interno del suelo

$\varphi =$ Ángulo de rozamiento de diseño

PP = Peso Propio de la zapata

$$\varphi = \frac{2}{3}\delta = 23.33^\circ$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan\varphi}{Q_x} = \frac{(171250 + 10275,00) \cdot \tan 23.33^\circ}{110} = 711,7 > 1,5 \text{ Cumple}$$

$$\gamma \leq \frac{(N + PP) \cdot \tan\varphi}{Q_y} = \frac{(171250 + 10275,00) \cdot \tan 23.33^\circ}{130} = 602,2 > 1,5 \text{ Cumple}$$

Verificación al vuelco

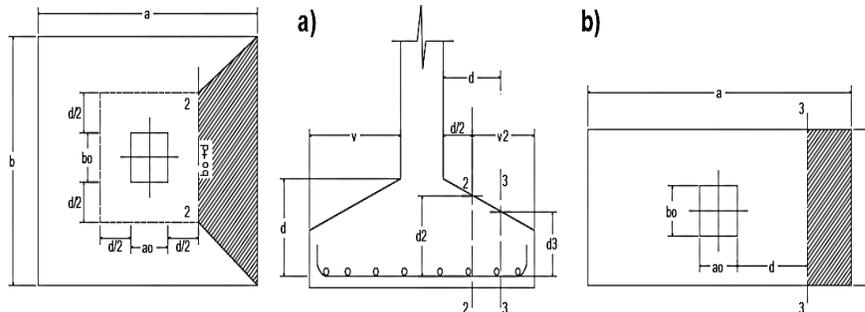
$$\gamma_{Vx} = \frac{(N + PP) \cdot a/2}{M_x + Q_y \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Vy} = \frac{(N + PP) \cdot b/2}{M_y + Q_x \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{181525 \cdot 3,10/2}{110 + 130 \cdot 0,70} = 1399,82 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{181525 \cdot 3,10/2}{200 + 110 \cdot 0,70} = 1015,75 \geq 1,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

Verificación a Cortante y Punzonamiento



Zapata Rígida ($v \leq 2h$, en ambas direcciones)

Vuelo $v = 120$ cm y $2h = 120$ cm

Por tanto, se la clasifica como zapata rígida.

Comprobación a Esfuerzo Cortante

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot \left(\frac{a - a_o}{2} - d \right) \leq d_3 \cdot f_{vd}$$
$$245,20 \leq 276,87 \quad \text{Cumple}$$

Verificación por Punzonamiento en la sección Ac

$$A_c = 2 \cdot (a_o + d + b_o + d) \cdot d_2 = 21932,45 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_f \cdot N}{a \cdot b} \cdot [a \cdot b - (a_o + d) \cdot (b_o + d)] \leq A_c \cdot 2 \cdot f_{vd}$$
$$246696,94 \leq 283146,68 \quad \text{Cumple}$$

Verificación a la adherencia:

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

$k = 0,95$ para zapatas Rígidass

$$f_{bd} = 0,95 \cdot \sqrt[3]{166,67^2} \Rightarrow f_{bd} = 28,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{da} = 118438,71 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{118438,71}{0,9 \cdot 54,00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 2} = 25,86 \text{ kg.}$$

$$25,86 < 28,77 \quad \text{Cumple.}$$

$$V_{db} = 127719,35 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{127719,35}{0,9 \cdot 54,00 \cdot 15 \cdot \pi \cdot 2} = 27,88 \text{ kg.}$$

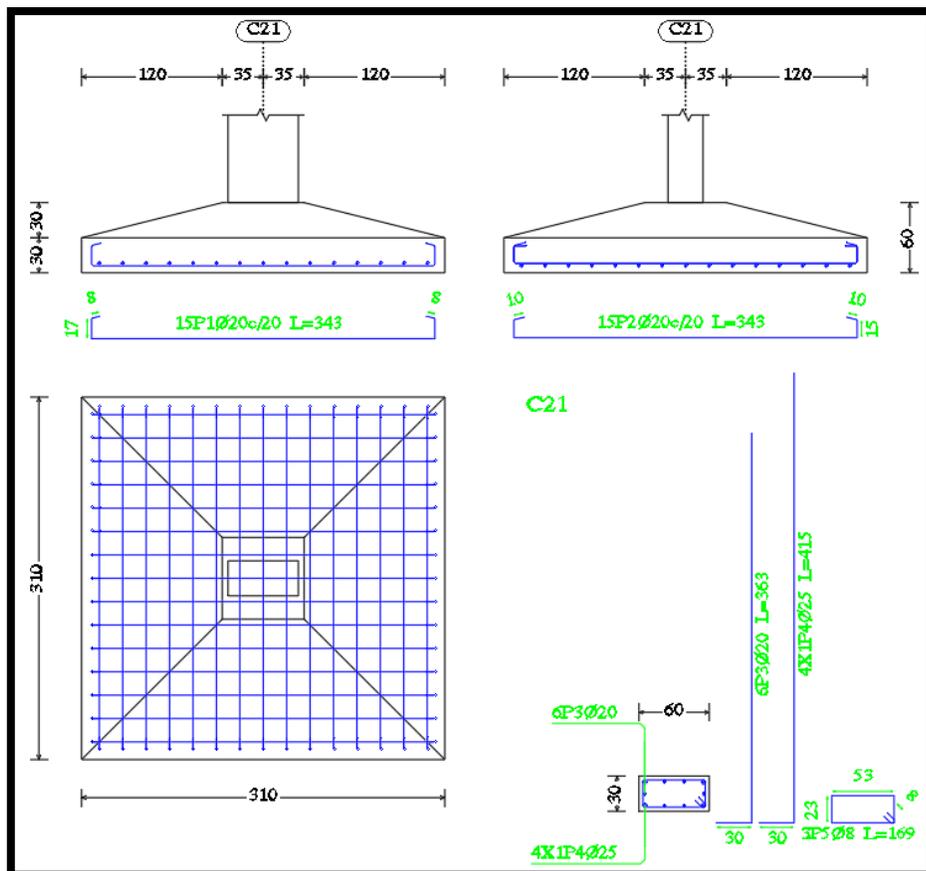
$$27,88 < 28,77 \quad \text{Cumple.}$$

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 20mm. A continuación, se presentan los resultados.

Armadura	Manual		CYPECAD		Diferencia (%)
	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	As (cm ² /m)	Φ Adoptado	
Longitudinal	15,70	15Φ 20mm c/20cm	15,70	15Φ 20mm c/20 cm	0
Transversal	15,70	15Φ 20mm c/20 cm	15,70	15Φ 20mm c/20 cm	0

Figura 39. 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

Este capítulo corresponde y obedece a un segundo calculo en donde es afectado por la carga sísmica pero el análisis es en la **variación de volúmenes de hormigón y acero únicamente en Zapatas y Columnas.**

4. APORTE ACADEMICO (CALCULO CON CARGA SISMICA EN ZAPATAS Y COLUMNAS)

4.1 Marco Conceptual

En la actualidad existe una normativa en Estudio para el diseño de estructuras sismo resistentes parcialmente aprobada en Bolivia, sin embargo, se realizó una propuesta de normativa denominada “Guía Boliviana de Diseño Sísmico “que proporciona todos los parámetros necesarios para el diseño de estas estructuras.

Cabe recalcar que la guía 2020 no se está considerando en totalidad ya que como anteriormente se indicó, se encuentra en estudio y existe mucho contenido por publicar y confirmar.

Los espectros de diseño propuestos para el análisis dinámico estructural, se construyen a partir de la consideración de variables para un sitio, considerando explícitamente el efecto de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.

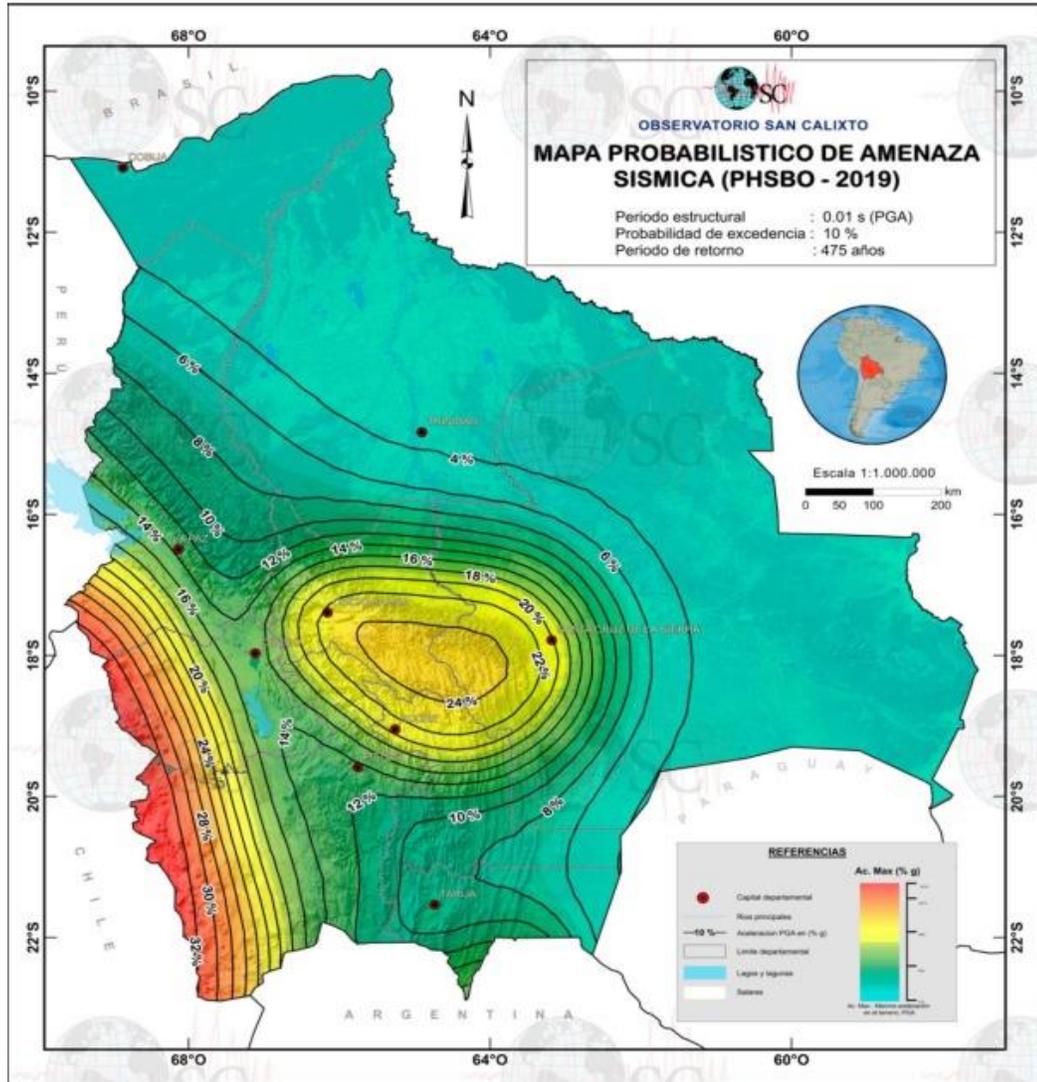
A continuación, se mostrará las variables consideradas para el Espectro de Diseño.

4.2 Variables Consideradas para el Espectro de Diseño del Condominio B&B en la ciudad de Tarija

4.2.1 Zonificación Sísmica de Tarija - Bolivia

La definición de los límites de las zonas sísmicas 1, 2 y 3 se deben principalmente al choque de las placas Altiplano y Sudamericana, por lo que en Bolivia estas se encuentran distribuidas según el Mapa Probabilístico de Sísmica (PHSBO-2019) para 474 años de Periodo de Retorno. (Figura 40)

Figura 40. Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica 475 años



Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico

4.3 Factores de Importancia

Categorización de las Edificaciones

En función al nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, se definen cuatro (4) categorías: I, II, III y IV y se le asigna a cada una un Factor de Importancia “I”.

Tipo II:

Edificaciones donde se requiere un grado de seguridad normal, tales como:

- Edificaciones de vivienda (aislada y multifamiliar)
- Edificios comerciales (oficinas, consultorios, tiendas)
- Restaurantes y Hoteles
- Almacenes e Industrias que no posean materiales y sustancias tóxicas o explosivas
- Depósitos de almacenamiento y Muros perimetrales

Tabla 15. Coeficientes de Suelo "S"

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES	
CATEGORIA	"Ie"
IV	1.2
III	1.1
II	1.0
I	0.0

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.4 Amenaza Sísmica

Tabla 16. Coeficientes de Zona Sísmica "ZS"

ZONAS SISMICAS Y ACELERACION DEL SUELO		
ZONA	ACELERACION	CIUDADES CAPITALES
	Aa/g	
1	0.00g – 0.10g	TRINIDAD, COBIJA, TARIJA
2	0.11g – 0.025g	LA PAZ, ORURO, POTOSI
3	0.26g – 0.35g	COCHABAMBA, SANTA CRUZ,

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.5 Clasificación del suelo

El factor "S" depende del tipo de suelo, como se observa en la Tabla.

Tabla 17. Tipos de Suelos

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

Suelos Rígido (S3).- Suelos rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 180m/s a 370 m/s. Los suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N_{60} entre 15 y 50 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 50 kPa y 100 kPa.

Son suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas, también suelos cohesivos firmes, capacidad portante $3 \text{ kg/cm}^2 > \tau_{adm} > 1.5 \text{ kg/cm}^2$, velocidad de onda cortante $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$.

En este caso el suelo del sitio de emplazamiento del Condominio B&B es de material en lo que predominan fragmentos de piedra, grava y arena con o sin material ligante bien graduado. Con una Resistencias Admisible de **2,00 Kgf/cm²**.

Tabla 18. Parámetros del Suelo

Tipo de suelo	V_{s30} (m/s)	N_{60} (golpes)	S_u (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

Tabla 19. Coeficientes de Suelo "S"

**CLASIFICACION DE LOS
TIPOS DE SUELO**

TIPO DE	FACTOR
S1	1.0
S2	1.2
S3	1.5
S4	1.8

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.5.1 Coeficiente de sitio de periodo corto Tablas de Fa

Los efectos del tipo de suelo en la accion sismica se pueden considerar a partir de la aplicacion de los factores Fa y Fv en funcion de la aceleracion maxima del suelo PGA (S_0)

Tabla 20. Coeficiente de sitio de periodo corto Fa

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.5.2 Coeficiente de sitio de periodo corto Tablas de Fv

Tabla 21. Coeficiente de sitio de periodo largo Fv

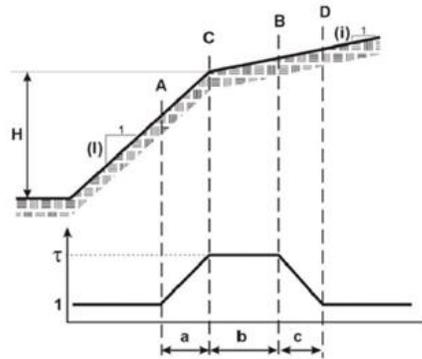
Tipo de suelo	S_0					
	< 0.044	0.089	0.133	0.178	0.222	> 0.267
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.5.3 Efecto de topografía y pendientes

Para las obras situadas en topografía en borde se debe considerar un factor multiplicador, este factor multiplicara los valores del espectro de diseño.

Figura 41. Variación del factor multiplicador



Variación del factor multiplicador τ según la topografía del sitio, (Maufroy, 2010).

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.6 Categoría de diseño sísmico

A cada estructura se le asigna una categoría de diseño sísmico (CDS) en función del tipo al que pertenece y el nivel de aceleración a la cual va estar sometida.

Tabla 22. Categoría de diseño sísmico en función de $F_a \cdot S_0$ y tipo de edificio

$F_a \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	B, C, D	D

Tabla 23. Categoría de diseño sísmico en función de $F_v \cdot S_0$ y tipo de edificio

$F_v \cdot S_0$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.045$	A	A
$0.045 \leq F_v \cdot S_0 < 0.089$	B	C
$0.089 \leq F_v \cdot S_0 < 0.133$	B, C	D
$0.133 \leq F_v \cdot S_0$	B, C, D	D

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.7 Factores de modificación de respuesta

4.7.1 Coeficientes Básicos de Reducción

Tabla 24. Coeficientes básicos de reducción de R_0 y C_{d0}

Sistema Estructural	R_0	C_{d0}
Hormigón		
Sistema de Pórticos		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	7	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5
Columnas Conectadas con Entrepisos con Vigas Planas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
Columnas Conectadas con Entrepisos sin Vigas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
Sistema de Muros		
Muros estructurales Especiales	6	5.1
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5
Sistemas Duales		
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5.1
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5.3
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5	4.5
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4	3.6
Pórticos Especiales con Muros Especiales Conectados con Entrepisos con Vigas Planas	5.5	4.9
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios Conectados con Entrepisos sin Vigas	4	3.6
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6
Acero		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	4	3.6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	7	5.5
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	4	3.6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	5.5
Estructuras definidas con perfiles laminados en frío	3	2.5
Albañilería armada o confinada	3	2.5
Madera diseñada por esfuerzos admisibles	5	4.5

Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.7.2 Irregularidad en Altura

Los factores de irregularidad en altura I_a y en planta I_p consideran la menor capacidad disipación de energía que tienen las estructuras que no son regulares.

Para estructuras que no presentan las irregularidades descritas, los factores I_a e I_p son iguales a 1.

Cuando una estructura tenga varias de las irregularidades descritas se tomará para ese factor el menor valor que corresponda ver tablas 7-2 y 7-3 de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.7.3 Factor de Modificación de Respuesta

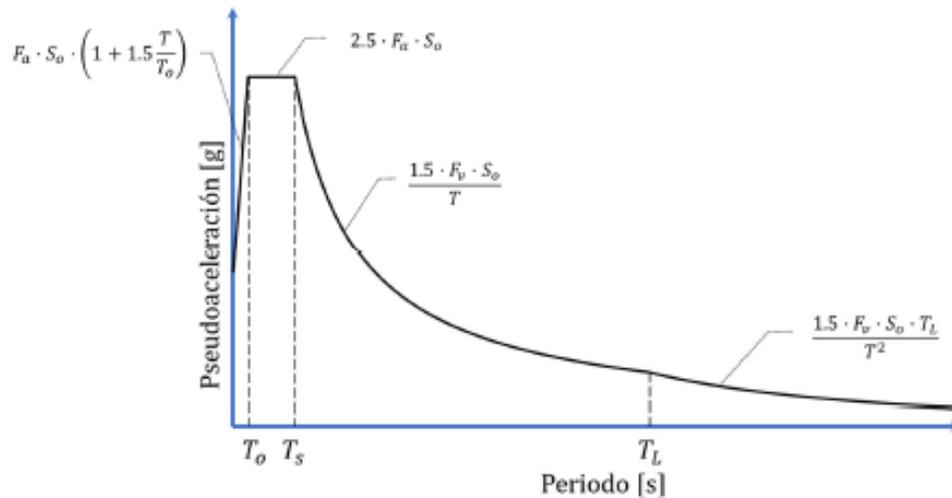
El factor de modificación de respuesta R se obtiene como el producto del factor de modificación de respuesta básico R_0 .

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

4.8 Espectro

Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

Figura 42. Diagrama espectro de respuesta



Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.8.1 Consideraciones de Diseño Arquitectónico y Diseño Estructural

Una falla torsional excesiva es una de las causas más importantes de daño y colapso de estructuras cuando se presenta un sismo de gran magnitud. En una edificación, todos sus respectivos pisos experimentan lo que llamamos torsión y traslación simultáneamente, esto es debido a que se presenta el acoplamiento entre ambos movimientos el acoplamiento en los desplazamientos translacional y angular en las edificaciones se produce, generalmente, porque no son simétricos su masa, rigideces y/o resistencias, debidas a las necesidades del edificio, al diseño asimétrico de miembros estructurales, incluyendo la ubicación de muros de escaleras y ejes secundarios o bien, a las incertidumbres introducidas del diseño a la construcción.

Esto puede provocar fallas, sobre todo en estructuras de plantas irregulares, donde se pueden presentar grandes valores de excentricidad entre la localización de la línea de acción de la fuerza sísmica y la resistente. Esto puede originar solicitaciones mayores que aquellas con las que probablemente fue diseñado el edificio.

Por eso se recomienda considerar estos criterios al momento de diseñar la arquitectura y la estructura en edificaciones de esta categoría y otras similares.

4.8.1.1 Consideraciones de Diseño Arquitectónico

- **Criterios para Diseñar y Calcular edificios Sismoresistentes**
 - La Morfología del edificio comprende los conceptos de sismoresistencia el 70% como diseñar las estructuras
 - La modulación en toda la estructura de la arquitectura
 - La simetría en la composición en planta y alturas
 - En la asimetría está el riesgo
 - La compensación de volúmenes en el diseño

4.8.1.2 Consideraciones de Diseño Estructural

Elementos Estructurales

Proximidad de los edificios (en relación con los choques por oscilaciones sísmicas)

- Cuando se produce un sismo, los edificios que están muy cercanos entre sí pueden oscilar y chocar, dependiendo de su altura y proximidad, hasta sufrir daños. La mayor parte de los códigos de edificación sísmo resistente consideran una separación mínima de 10 cm cuando el edificio más bajo de los dos adyacentes tiene 10 m de altura; es decir, el 1,0% de la altura. Verificar si las losas de los pisos están alineadas.

Detalles estructurales, incluidas las conexiones

- Las juntas de los componentes estructurales son uno de los elementos más críticos para las cargas laterales, especialmente en zonas sísmicas.

Irregularidades en planta de la estructura del edificio (rigidez, masa, resistencia)

- Las estructuras irregulares pueden expresarse en función de la forma, configuración y excentricidad torsional. Identificar si las juntas sísmicas dividen la estructura en partes regulares o si hay configuraciones irregulares, por ejemplo, plantas en forma de L, de T, de U, cruciformes o más complicadas. Durante fenómenos extremos como los sismos o vientos muy intensos la masa mal distribuida puede causar cargas excesivas en algunas partes de la estructura y causar su colapso.

Irregularidades en la elevación de los edificios

- La estrechez del edificio en las direcciones ortogonales principales puede dar una idea de la capacidad para soportar vibraciones generadas por las cargas laterales causadas por las fuerzas sísmicas y eólicas.
- Además de las irregularidades en la elevación de los edificios, la variación del tipo de los materiales puede alterar la resistencia a las cargas que afectan al

edificio. Determinarán si los elementos (como las columnas y paredes) están distribuidos simétricamente en altura, hasta los bordes, y proporcionan rigidez torsional.

Irregularidades en la altura de los pisos

- Comprobar las diferencias de altura entre los pisos que puedan causar concentraciones de tensión en los cambios de nivel. El llamado «piso blando» es una característica indeseable en las zonas sísmicas y puede deberse a cambios importantes de la rigidez por variaciones de la altura.

Muros de corte:

Ayuda a controlar la deriva sísmica y lograr un adecuado comportamiento sísmico.

Figura 43. Sistemas duales



Fuente: Internet

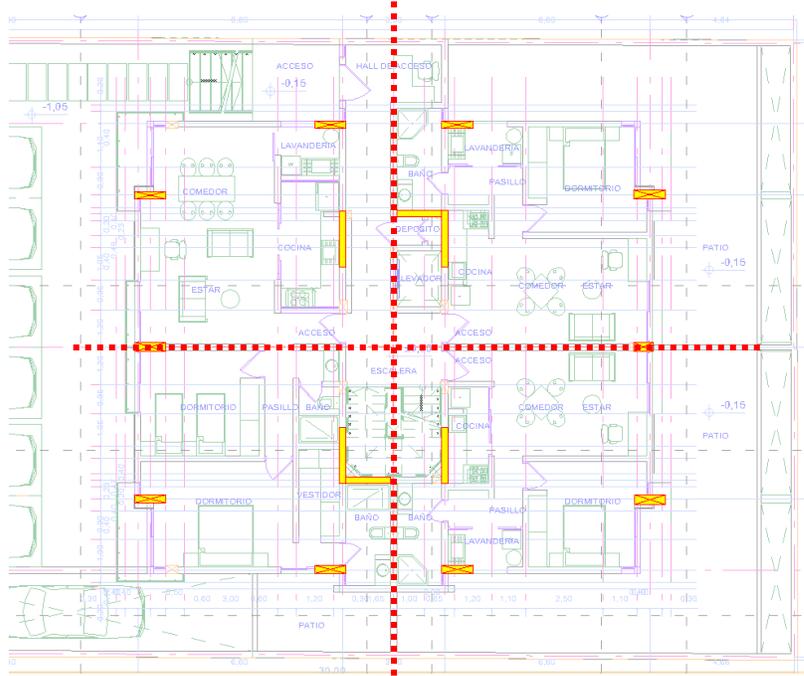
Las aceleraciones sísmicas pueden generar fuertes desplazamientos laterales, se debe controlar la distorsión lateral (deriva sísmica) para lograr que un edificio "soporte" adecuadamente un fuerte evento sísmico.

Para garantizar un excelente comportamiento sísmico los dos primeros modos de vibrar deben ser traslacionales y el tercer modo debe ser torsional.

Prácticamente la única forma de lograrlo es utilizando "muros o pantallas de corte" utilizando un sistema DUAL.

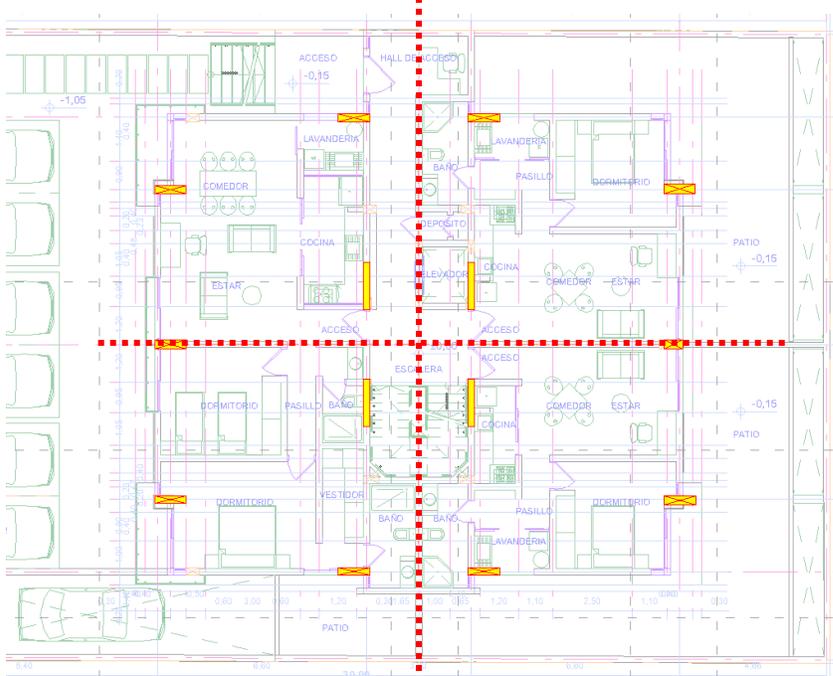
Se muestra esquemas de la forma de distribuir en planta los muros de corte.

Figura 44. Alternativa 1 Borrador



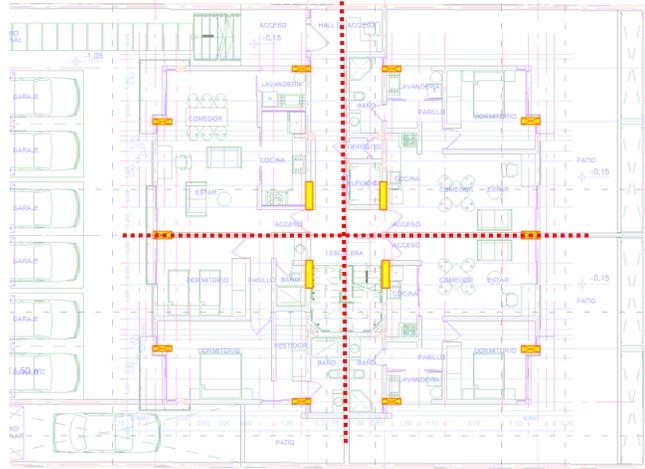
Fuente: Elaboracion propia

Figura 45. Alternativa 2 Borrador



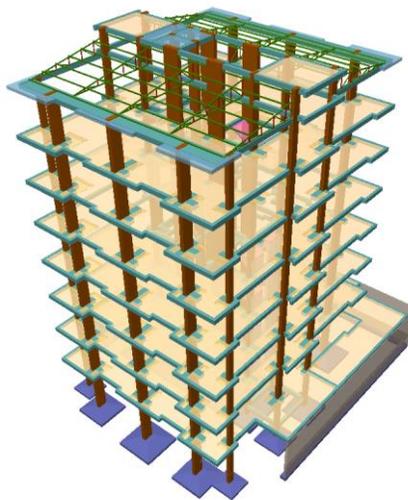
Fuente: Elaboracion propia

Figura 46. Alternativa 3, la que se selecciono



Fuente: Elaboracion propia

Figura 47. Estructura en vista 3D



Fuente: CYPECAD 2017

En las plantas y fotos se observa los muros de corte adecuadamente distribuidos para lograr:

- 1.- Equilibrio y simetría en su disposición sin afectar la arquitectura
- 2.- Incrementar la rigidez de los elementos aumentando la sección del elemento estructural.

3.- Se debe proponer elementos con similares rigideces y estos deben estar distribuidos de forma simétrica, para que el centro de masa con el centro de rigidez coincida, lo más aproximadamente posible y así evitar momentos torzones al aplicar la fuerza sísmica

Materiales

El módulo de elasticidad

Inercia de los elementos estructurales

Resistencia característica del hormigón

- **Hormigones**

Se deben utilizar hormigones estructurales con resistencias:

- Edificaciones $f'_c \geq 23 \text{ MPa}$
- Se consideró en el presente diseño un **$f'_c = 25 \text{ MPa}$**

Nota: Para resistencias del hormigón del orden de 23 MPa y superiores es necesario contar con un control intenso de ejecución. Se recomienda que el hormigón sea dosificado por peso.

- **Acero**

El acero de refuerzo debe ser de dureza natural, con resistencias:

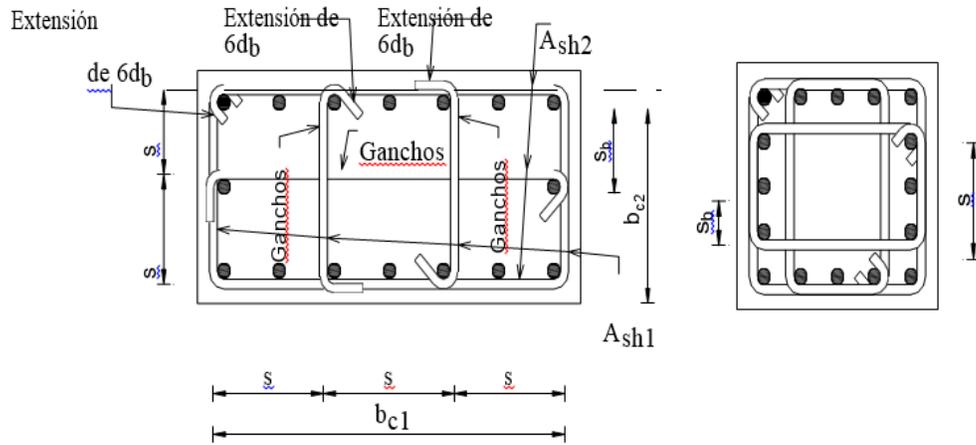
- Mínimo: $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Máximo: $f_y = 500 \text{ MPa}$ se consideró en el diseño

Consideraciones de Armaduras

- **Requisitos de separación de barras y combinación de estribos y ganchos**

- Las barras deben estar separadas entre sí máximo 15 cm, $s_b \leq 15 \text{ cm}$.
- Los estribos y ganchos deben estar separados entre sí máximo 35cm, $s \leq 35 \text{ cm}$.
- Para mejorar la ductilidad en los estribos se debe colocar para longitudes mayores a 30 cm si o si armaduras internas como se muestra en la figura.

Figura 48. Requisitos para la separación de barras, estribos y ganchos



Fuente: Basado en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020.

4.9 Elaboración Del Espectro De Diseño Para El Condominio B&B De La Ciudad De Tarija

DATOS

- 1 Ciudad de Tarija
- 2 Edificio de departamentos (8 pisos)
- 3 $V_{s30} = 259$ m/s Cap. Portante del suelo = 2,00 Kg/cm²

1. FACTOR DE IMPORTANCIA

Proyecto:	Edificio Multifamiliar
Edificación Tipo:	II
$I_e =$	1,0

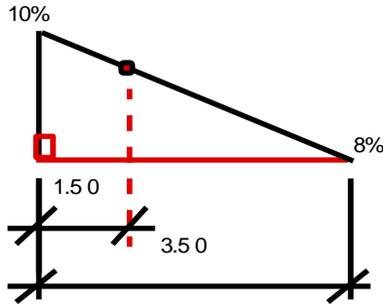
2. AMENAZA SÍSMICA

Ubicación:	Ciudad de Tarija
PGA:	10% g
$S_0 =$	0,092

La Zona Sísmica en la ciudad Tarija se encuentra entre los valores 8 - 10%, para tener un valor específico, se tomará los Valores del Mapa Probabilístico de Amenaza Sísmica (Periodo de Retorno de 475 años)

Zona Sísmica	
3	0.26 g - 0.35 g
2	0.11 g - 0.25 g
1	0.0 g - 0.10 g

Se considerará como Isoyetas y mediante interpolación se encuentra el valor ESPECIFICO para la ciudad de Tarija.



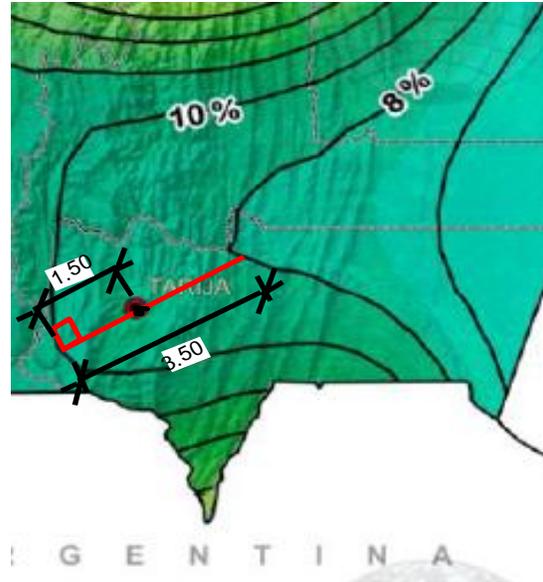
DIFERENCIA ENTRE ISOYETAS
 $10\% - 8\% = 2\%$

$3.50 \text{ --- } 2\%$
 $1.50 \text{ --- } X$

$$X = \frac{1.50 \times 2}{3.50} = 0.85\%$$

ENTONCES

$$10\% - 0.85\% = 9.15\%$$



Nos da un $S_0 = 9.20\%$

3. CLASIFICACION DEL SUELO

3.1. Tipo de suelo

$V_{s30} =$	259 m/s
Tipo de suelo:	S3

Según el análisis de estudio de suelos la capacidad portante o Resistencia Admisible es de 2,00 (Kg/cm²).

Los resultados de SPT se encuentran en el rango de una compacidad densa, ya que se encuentra en el rango de (N 30 – 50).

3.2. Coeficiente de sitio de periodo corto

$$S_0 = 0,092$$

Tipo de suelo: S3

$F_a =$	1,52
---------	------

3.3. Coeficiente de sitio de periodo largo

$$S_0 = 0,09$$

Tipo de suelo: S3

$F_v =$	2,19
---------	------

3.4. Efecto de la topografía y pendientes

$$l = 0,00$$

$$i = 0,00$$

$$(l-i) = 0,00$$

$\tau =$	1
----------	---

4. CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

$$F_a * S_0 = 0,140$$

$$F_a * S_0: \text{CDS} = \text{B, C}$$

$$F_v * S_0 = 0,201$$

$$F_v * S_0: \text{CDS} = \text{B, C, D}$$

CDS =	D
-------	---

5. FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

5.1. Coeficientes básicos de reducción

Sistema Estructural: Estructura de Hormigón Armado
Sistema Dual
Pórticos especiales con muros especiales

$R_0 =$	7,00
---------	------

$C_{d0} =$	5,50
------------	------

5.2. Irregularidad en altura

Discontinuidad en los sistemas resistentes

$I_a =$	1,00
---------	------

5.3. Irregularidad en planta

Esquinas entrantes

$I_p = 1,00$

5.4. Factor de modificación de respuesta

$R_0 = 7,00$

$I_a = 1,00$

$I_p = 1,00$

$R = 7,00$

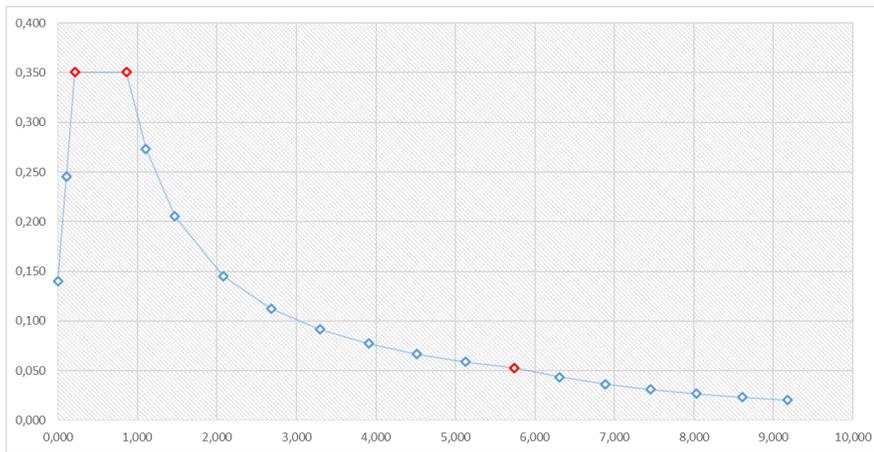
6. ESPECTROS

Espectro de respuesta elástico

$T_0 = 0,215 \text{ s}$

$T_S = 0,861 \text{ s}$

$T_L = 5,738 \text{ s}$



N°	T [s]	S _{ae} [g]
1	0,000	0,140
2	0,108	0,245
3	0,215	0,351
4	0,861	0,351
5	1,104	0,273
6	1,470	0,205
7	2,080	0,145
8	2,689	0,112
9	3,299	0,091
10	3,909	0,077
11	4,518	0,067
12	5,128	0,059
13	5,738	0,053
14	6,311	0,043
15	6,885	0,037
16	7,459	0,031
17	8,033	0,027
18	8,606	0,023
19	9,180	0,021

Los elementos más afectados con la acción sísmica son las Fundaciones y las Columnas, por lo que son los elementos que se comparan en porcentajes en la **variación de volúmenes de hormigón y acero únicamente en Zapatas y Columnas.**

Se muestra en un cuadro comparativo la variación en porcentaje del incremento de hormigón y fierro en los elementos estructurales mencionados, de la siguiente manera:

- De forma general en Fundaciones y columnas de toda la edificación.
- Discretizando por niveles.
- Comparando sin sismo, con sismo, y con sismo refinado (donde se puede ver notables diferencias, lo cual afecta la parte económica y el tiempo de ejecución de la obra).

4.9.1 Resultados de cantidades de acero y hormigón (primer cálculo)

Tabla 25. Tabla comparativa de acero y hormigón de la estructura (sin afinar)

Estructura	Sin Sismo		Con Sismo		Porcentaje de Variación	
	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (%)	Hormigón (%)
Zapatas	6.533,00	59,52	6.597,20	76,50	0,98	28,53
Columnas	11.132,34	68,07	12.326,00	107,42	10,72	57,81

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26. Tabla comparativa de acero y hormigón de las columnas (sin afinar)

Columnas	Sin Sismo		Con Sismo		Porcentaje de Variación	
	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (%)	Hormigón (%)
Tramo 1 Subsuelo	2.456,49	5,75	259,00	1,36	-89,46	-76,35
Tramo 2 Planta Baja	1.043,87	4,48	1.831,00	14,56	75,40	225,00
Tramo 3 Primer Piso	1628,60	7,98	1503	12,56	-7,71	57,39
Tramo 4 Segundo Piso	1082,21	7,98	1480	12,56	36,76	57,39
Tramo 5 Tercer Piso	1020,21	7,98	1467	12,56	43,79	57,39
Tramo 6 Cuarto Piso	1021,15	7,98	1425	12,56	39,55	57,39

Tramo 7 Quinto Piso	1028,04	7,98	1344	12,54	30,73	57,14
Tramo 8 Sexto Piso	1040,18	7,98	1344	12,54	29,21	57,14
Tramo 9 Cubierta	777,50	8,28	1214	11,98	56,14	44,69
Tramo 10 B. Tanques	34,09	1,68	459	4,2	1.246,35	150,00
Total Columnas	11.132,34	68,07	12.326,00	107,42	10,72	57,81

Fuente: Elaboración propia

4.9.2 Resultados de cantidades de acero y hormigón (refinado)

Tabla 27. Tabla comparativa de acero y hormigón de la estructura (refinado)

Estructura	Sin Sismo		Con Sismo		Porcentaje de Variación	
	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (%)	Hormigón (%)
Zapatas	6.533,00	59,52	7.046,19	68,00	7,86	14,25
Columnas	11.132,34	68,07	11.715,00	96,07	5,23	41,13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Tabla comparativa de acero y hormigón de columnas (refinado)

Columnas	Sin Sismo		Con Sismo		Porcentaje de Variación	
	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (Kg)	Hormigón (m3)	Acero (%)	Hormigón (%)
Tramo 1 Subsuelo	2.456,49	5,75	1.505,00	7,26	-38,73	26,26
Tramo 2 Planta Baja	1.043,87	4,48	709,00	7,01	-32,08	56,47
Tramo 3 Primer Piso	1.628,60	7,98	1417	11,26	-12,99	41,10
Tramo 4 Segundo Piso	1.082,21	7,98	1384	11,26	27,89	41,10

Tramo 5 Tercer Piso	1.020,21	7,98	1306	11,26	28,01	41,10
Tramo 6 Cuarto Piso	1.021,15	7,98	1282	11,26	25,55	41,10
Tramo 7 Quinto Piso	1.028,04	7,98	1273	11,2	23,83	40,35
Tramo 8 Sexto Piso	1.040,18	7,98	1273	11,2	22,38	40,35
Tramo 9 Cubierta	777,50	8,28	1443	10,64	85,59	28,50
Tramo 10 B. Tanques	34,09	1,68	123	3,72	260,79	121,43
Total Columnas	11.132,34	68,07	11.715,00	96,07	5,23	41,13

Fuente: Elaboración propia

Tal como refleja la Tabla 28 donde el armado fue refinado, el diseño al ser afectado con la acción sísmica, exige aumentar la sección de las zapatas y columnas, lo cual directamente aumenta en porcentajes significativos el hormigón y el fierro, pesa a refinar las armaduras de los elementos.

Haciendo un cálculo del presupuesto considerando el aumento de acero y hormigón en columnas y zapatas, se tiene el siguiente resultado:

Tabla 29. Tabla comparativa de presupuesto

Módulo M02 - Obra Gruesa		
Presupuesto	Alternativa 1, Sin Sismo (Bs)	Alternativa 2, Con Sismo (Bs)
Estructura	3.792.639,34	3.935.570,23

Fuente: Elaboración propia

El incremento de presupuesto es afectado directamente al módulo de Obra Gruesa, realizando el cálculo de aumento de presupuesto en porcentaje, aplicando la acción sísmica a la estructura aumenta un 3,77 % más, en comparación a la estructura convencional (sin sismo). El porcentaje de incremento es aceptable, tomando en cuenta que se tendrá una estructura más eficiente y con resistencia a la acción sísmica.

TABLA DE COMPARACION DE COSTO Y TIEMPO DE TODO EL PROYECTO

	SIN SISMO	CON SISMO	VARIACION %
COSTO	8.886.309,78 Bs.	9.029.240.67 Bs.	1,61 %
TIEMPO	764 Días	783 Días	2,49 %

Se puede concluir que:

- ✓ Se pudo verificar que el diseño, al aplicarle la acción sísmica, exige aumentar la sección de las zapatas y columnas, lo cual directamente aumenta en porcentajes significativos el hormigón y en fierro en comparación al cálculo convencional.
- ✓ Al discretizar por niveles la variación de estas dos variables (hormigón y acero), se pudo analizar que en los niveles subsuelo, planta baja y primer piso se incrementó la sección, aumentando el hormigón, pero se redujo la cuantía de acero.
- ✓ Cuando se realiza el cálculo y cumple la estructura con la sección definida, se debe volver a recalcular y refinar el cálculo hasta optimizar la estructura, así de esta manera reducir costos en estas dos variables.
- ✓ Al comparar cantidades de acero, se evidencia que la estructura con la acción sísmica requiere un 5,23% más de armado en comparación con la estructura convencional, mientras que el hormigón aumenta en un 41,13%.
- ✓ La diferencia económica en el Módulo de Obra gruesa (Items de zapatas y columnas) entre la alternativa 2 (estructura con sismo), es del 3,77 % más que del costo con respecto a la alternativa N° 1 (estructura sin sismo).

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- ✓ De acuerdo a la propuesta los objetivos generales y específicos del proyecto se cumplieron, se comprendió lo complejo que puede llegar a ser la toma de decisiones, ya que se debe basar en lo económico, eficiencia, seguridad y estética; para lo cual se debe analizar y optimizar la estructura de la mejor forma posible dentro del campo de la ingeniería.
- ✓ El programa que se utilizó para realizar el cálculo es CYPECAD 2017.m el mismo cuando se aplicó la acción sísmica se pudo ver que no se puede cambiar varios factores entre ellos: el Módulo de Elasticidad del hormigón, la Inercia de los elementos estructurales.
- ✓ El uso de los criterios planteados en el Diseño Arquitectónico y Diseño Estructural nos ayudó a resolver de forma eficiente el proyecto.
- ✓ En la Guía de Diseño Sísmico nos indica que la resistencia de los hormigones debe superar los $H^2=23MP$, pero en el programa CYPECAD 2017.m nos ofrece solo las alternativas de 21MP y 25MP, por lo que se tomó directamente 25MP.
- ✓ La Morfología del edificio comprende los conceptos de sismoresistencia el 70% como diseñar las estructuras, lo cual resulto optimo en este proyecto.
- ✓ Se debe colocar los muros o pantallas de corte de forma simétrica sin afectar la arquitectura y así generar un equilibrio y distribución equitativa en la masa.
- ✓ Los muros o pantallas de corte deben ser armados con armadura interna para mejorar la ductilidad y evitar posibles deformaciones, ya que su sección es superior a los 30 cm en largo, la guía de sismo recomienda ese tipo de armado.
- ✓ La utilización de muros de corte para resolver la estructura con acción sísmica fue muy útil para el control de la deriva sísmica y rigidez, ya que se consiguió una sección eficiente.

- ✓ 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 8.886.309,78 Bs donde el costo por metro cuadrado en dólares es 349,98 \$/m². Incluye todas plantas, sin considerar instalaciones de servicio (agua, electricidad, sanitario, pluvial).
- ✓ La ejecución física del proyecto llevará un tiempo estimado de 764 días de acuerdo a un plan de obra propuesto.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Una vez realizado el cálculo hasta conseguir una estructura optimizada en el programa CYPECAD 2017.m el ingeniero debe analizar el diseño estructural, evaluando los resultados obtenidos, para posteriormente hacer el diseño del elemento estructural detallando la armadura.
- ✓ Antes de utilizar el programa informático CYPECAD 2017.m se debe leer la normativa que se va a utilizar en el diseño de los elementos estructurales, permitiendo orientar el cálculo estructural a la normativa utilizada.
- ✓ 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 un referente de comparación en los resultados que entrega el programa CYPECAD 2017.m
- ✓ La ejecución del proyecto debe seguir la normativa, especificaciones, control de ejecución, equipos adecuados, todo lo necesario y óptimo para un buen desarrollo del proyecto.
- ✓ En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.