

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

1. CAPIÍTULO I ANTECEDENTES

1.1. El problema

En los últimos años el departamento de Tarija ha presentado un crecimiento rápido de la población, ya sean nativos o personas externas que miran al departamento como un buen lugar para poder vivir por todas las comodidades que presenta el mismo, por lo cual es evidente un crecimiento de la mancha urbana en nuevas zonas del departamento de Tarija, en las cuales se generan nuevas oportunidades de desarrollo para el departamento, ocasionando que la población busque nuevas alternativas de lugares donde poder sentirse cómoda y segura para desenvolverse de la mejor forma en su vida cotidiana.

Por lo tanto, por la necesidad de un hogar, las personas buscan viviendas en alquiler o anticrético, que si bien son una solución a corto plazo esto genera una preocupación al momento de no poder cumplir con los pagos respectivos del alquiler, ocasionando el posible desalojo de las personas de ese hogar, esto también genera la migración de las personas a otros países buscando mejores oportunidades de trabajo y vida.

1.1.1. Planteamiento

La población Tarijeña se caracteriza por ser muy tradicionalista y arraigada a sus costumbres por lo que la idea de llegar a compartir un hogar con diferentes personas aún no está siendo aprobada por la población, a la cual se le debe ofrecer zonas seguras donde pueda convivir de la mejor forma posible; es por tal motivo que se plantea como solución el Diseño estructural de un edificio para vivienda multifamiliar.

Por otra parte, al margen del crecimiento que se está teniendo en el departamento la población también va en un crecimiento rápido, en la Tabla 1.1, se muestra el crecimiento poblacional del departamento de Tarija más, en concreto el municipio de Cercado.

Tabla 1. 1 Crecimiento poblacional del Departamento de Tarija

POBLACIÓN POR CENSO Y CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN, CENSOS 2001 Y 2012									
DEPARTAMENTO Y MUNICIPIO	POBLACIÓN EMPADRONADA		INCREMENTO ABSOLUTO (MAPA)	INCREMENTO ABSOLUTO POR SEXO		CRECIMIENTO ABSOLUTO ANUAL	CRECIMIENTO ANUAL ABSOLUTO POR SEXO		TASA ANUAL DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 2001-2012 (%)
	2001	2012		HOMBRE	MUJER		HOMBRE	MUJER	
BOLIVIA	8.274.325	10.059.856	1.785.531	895.597	889.934	159.262	79.884	79.379	1,74
TARIJA	391.226	483.518	92.292	45.813	46.479	8.232	4.086	4.146	1,89
Cercado	153.457	205.375	51.918	25.568	26.350	4.631	2.281	2.350	2,60
Tarija	153.457	205.375	51.918	25.568	26.350	4.631	2.281	2.350	2,60
Aniceto Arce	52.570	53.186	616	(368)	984	55	(33)	88	0,10
Padcaya	19.260	18.681	(579)	(463)	(116)	(52)	(41)	(10)	(0,27)
Bermejo	33.310	34.505	1.195	95	1.100	107	8	98	0,31
Gran Chaco	116.318	147.478	31.160	16.292	14.868	2.779	1.453	1.326	2,12
Yacuiba	83.518	92.245	8.727	4.417	4.310	778	394	384	0,89
Caraparí	9.035	15.366	6.331	3.822	2.509	565	341	224	4,74
Villamontes	23.765	39.867	16.102	8.053	8.049	1.436	718	718	4,61
Aviles	17.504	20.271	2.767	1.469	1.298	247	131	116	1,31
Uriondo	12.331	14.781	2.450	1.190	1.260	219	106	112	1,62
Yunchará	5.173	5.490	317	279	38	28	25	3	0,53
Méndez	32.038	35.217	3.179	1.892	1.287	284	169	115	0,84
Villa San Lorenzo	21.375	23.863	2.488	1.338	1.150	222	119	103	0,96
El Puente	10.663	11.354	691	554	137	62	49	12	0,56
Burnet	19.339	21.991	2.652	960	1.692	237	86	151	1,15
Entre Ríos	19.339	21.991	2.652	960	1.692	237	86	151	1,15

Fuente: Instituto Nacional de Estadística

Se estima que la población de Tarija presentará un gran crecimiento de acuerdo a la tasa de crecimiento que tiene el departamento; se presenta más adelante una pequeña estimación de este crecimiento poblacional.

1.1.2. Formulación

Con la construcción del edificio multifamiliar se llegará a beneficiar a un segmento de la población de Tarija y tendrá una nueva alternativa de vivienda que cumpla con todas sus expectativas de vida, que llegue a provocar que el segmento beneficiado se desenvuelva de la mejor forma posible.

Crear un ambiente seguro y tranquilo donde las personas puedan convivir con esta nueva alternativa de vivienda y que esté acorde a sus exigencias.

1.1.3. Sistematización

Se plantea como solución al problema la construcción de un edificio multifamiliar para que los beneficiarios tengan una nueva alternativa de hogar y que al mismo tiempo dejen a un lado el pago de alquileres en viviendas poco seguras y que en algunos casos

no cumplen con los servicios necesarios ni las condiciones apropiadas para llevar una vida segura y próspera. Con tal motivo se presenta la siguiente alternativa de diseño:

Cubierta: Planta de losa de hormigón armado con viguetas pretensadas y planta con cubierta metálica.

Entrepiso: Losa de hormigón armado con viguetas pretensadas y complemento de plastoforno.

Estructura de sustentación: Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.

Fundaciones: Zapatas centrales y muro de contención de hormigón armado.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar el Diseño estructural del Edificio multifamiliar de 3 pisos, conforme a los parámetros y criterios de la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

1.2.2. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos que se plantean son los siguientes:

- Realizar el levantamiento topográfico del lugar donde se emplazará el proyecto para conocer el desnivel del terreno además de las propiedades existentes del mismo.
- Estudiar las características y capacidad portante del suelo sobre el cual se construirá la edificación.
- Elaborar el diseño de la cubierta metálica que estará formada por cerchas con perfiles metálicos conformados en frío.
- Estimar el costo de la estructura.
- Estimar el tiempo de ejecución de la obra.
- Elaborar los planos estructurales y de detalle de la estructura calculada.
- Realizar el diseño estructural del muro de contención de hormigón armado para sótano, que funcionará como garaje de vehículos.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Realizar el proyecto que servirá para profundizar y poner en práctica todos los conocimientos adquiridos en estos años de formación académica y aplicarlos al diseño de estructuras tanto de hormigón armado como metálicas, aplicando estos conocimientos para resolver cualquier tipo de problemas que se puedan presentar basándose en los principios de ingeniería que son el análisis, cálculo y la verificación.

1.3.2. Técnica

La ubicación del terreno destinado a la construcción del edificio multifamiliar deberá basarse en los siguientes factores:

Accesibilidad al lugar de emplazamiento: El lugar de emplazamiento del terreno cuenta con diferentes puntos de acceso además de transporte público, y en la zona se tiene todos los servicios básicos.

Proximidad a una red vial principal: El proyecto se encuentra cerca de una red principal de circulación vehicular. El lugar de construcción del Edificio Multifamiliar cumple con las características técnicas que se requieren para este tipo de obras.

1.3.3. Social

El proyecto podrá brindar a la población Tarijeña la posibilidad de vivir en una nueva zona que ofrece este servicio de viviendas multifamiliares, en ambientes que sean confortables y que cumplan las exigencias de vida para que de esta manera los beneficiados puedan realizar sus actividades de la mejor forma posible. Además de incentivar a las personas que acepten esta alternativa de vida y se deje a un lado el pago de alquileres o anticréticos y se opte por un hogar propio.

1.4. Alcance de la propuesta

1.4.1. Planteamiento

Para poder realizar de manera óptima y teniendo clara la importancia de realizar un buen estudio de proyecto de grado, se debe definir cuál será el alcance y las limitaciones que tendrá este estudio, para que de esta manera se llegue a cumplir cada una de las actividades propuestas.

El alcance primordial de este proyecto destaca el diseño estructural de la alternativa planteada cumpliendo con todos los elementos que lo conforman mediante el software “CYPECAD 2017m” y llegar a plasmar los resultados en los planos estructurales.

Por otro lado, cabe resaltar que no se realizarán el diseño y el cálculo de las instalaciones hidrosanitarias, eléctricas, etc.

1.4.2. Resultados a lograr

Los resultados que se plantean lograr con la realización “Diseño estructural de un Edificio Multifamiliar” y que se llegarán a ejecutar en la asignatura de CIV 502 son los siguientes:

- Estudio de suelos: granulometría, clasificación y la capacidad portante
- Cálculo estructural de las cimentaciones
- Cálculo estructural de la estructura porticada (columnas y vigas)
- Cálculo estructural de losa alivianada con viguetas pretensadas
- Diseño estructural de la cubierta metálica
- Realizar los planos de detalles para la construcción del edificio
- Desarrollar las especificaciones constructivas, precios unitarios, presupuesto y el cronograma de ejecución de obra

1.4.3. Aporte Académico del estudiante

Diseño estructural de muro de contención de hormigón armado para sótano, que funcionará como garaje de vehículos.

1.4.4. Restricciones

En el diseño estructural del Edificio Multifamiliar no se realizarán instalaciones eléctricas, instalaciones hidrosanitarias; el diseño estará enfocado netamente en el diseño estructural del edificio.

1.5. Localización

El departamento de Tarija se encuentra ubicado al sur de Bolivia; tiene una superficie de 37.623 km², limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con Argentina, al oeste con Potosí y Chuquisaca y al este con Paraguay. La capital del departamento es la ciudad de Tarija, situada entre 21° 32' 00" de latitud sur y los 64° 47' 00" de longitud, a una altura de 1866 msnm.

Figura 1. 1 Mapa de Ubicación del departamento de Tarija

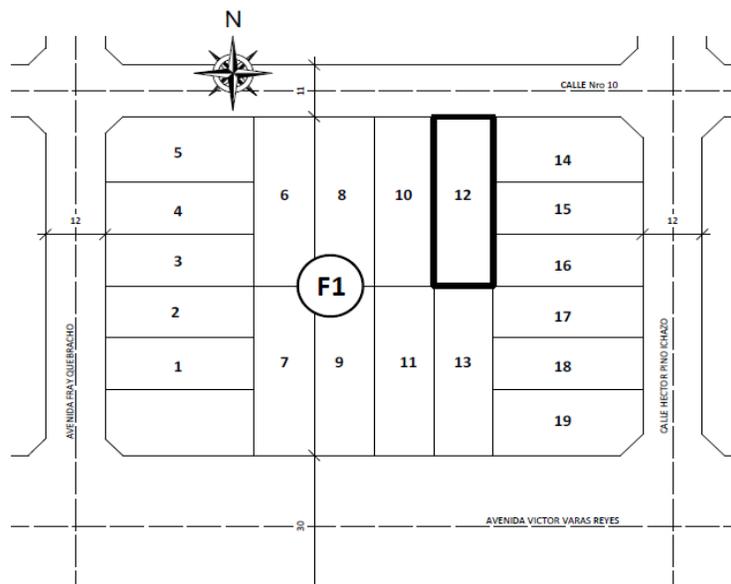


Fuente: Sitio Web

1.5.1. Ubicación del Proyecto

La estructura del edificio multifamiliar se encontrará ubicada en el departamento de Tarija, en el barrio Morros Blancos, entre Avenida Víctor Varas Reyes, calle Héctor Ichazu y Calle N°10.

Figura 1. 2 Ubicación del Edificio Multifamiliar



1.5.2. Información socioeconómica relativa al proyecto

1.5.2.1. Servicios básicos existentes

El lugar donde se emplazará el proyecto cuenta con los servicios básicos como ser: agua potable, alcantarillado sanitario y energía eléctrica, pudiendo acceder a la prestación de estos servicios de acuerdo a los reglamentos de las instituciones locales que prestan estos servicios básicos.

1.5.2.2. Tasa de crecimiento

En la ciudad de Tarija, el municipio de Cercado, tiene una tasa de crecimiento poblacional del 2.6% con una población inicial de 205.375 habitantes de acuerdo al último censo realizado en el año 2012. Se realizará una proyección de la población futura para un periodo de diseño de 30 años por el método de geométrico.

$$Pf = Pa * \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

$$Pf = 205.375 * \left(1 + \frac{2.6}{100}\right)^{30}$$

$$Pf = 443577 \text{ hab.}$$

CAPÍTULO II
MARCO TEÓRICO

2. CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

En este capítulo se abordará las normativas y metodologías de la ingeniería, necesarias para la realización del diseño estructural del proyecto.

De esta manera se podrá dar cumplimiento al objetivo de la propuesta “Diseño estructural del Edificio multifamiliar” teniendo un conocimiento de todos los elementos estructurales que intervienen en el diseño, como tener conocimiento de la topografía del lugar, el tipo de suelo de fundación del lugar de emplazamiento de la obra, definir el tipo de estructura de sustentación y los materiales a utilizar, definiendo la normativa a emplear y el método de diseño.

2.1. Levantamiento Topográfico

El levantamiento topográfico es un estudio técnico y descriptivo de un terreno, examinando la superficie terrestre en la cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también sus variaciones y alteraciones; se denomina a éste, acopio de datos o plano que refleja al detalle y sirve como instrumento de planificación para edificaciones y construcciones. Por un lado, el levantamiento topográfico describe la planimetría del terreno, es decir, las posiciones relativas a varios puntos en el plano horizontal. Y por otro, la nivelación directa, la altura entre varios puntos tomando como referencia el plano horizontal.

2.2. Estudio de suelos

Un estudio de suelos, también conocido como estudio geotécnico, nos permite conocer el perfil estratigráfico del terreno donde se requiere realizar alguna obra civil. De este estudio de suelos se quiere conocer el esfuerzo admisible del suelo expresado en Mpa a una profundidad determinada; esto se lo puede realizar con el Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante se las puede determinar mediante pruebas de laboratorio

Dichas propiedades se obtienen de los siguientes ensayos:

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

2.2.1. Distribución Granulométrica

Es la distribución de los tamaños de las partículas de un agregado, que se la determina mediante un análisis de tamices, es la medición de los granos de una formación sedimentaria y el cálculo de la abundancia de los que llegan a corresponder a cada tamaño representados en una escala granulométrica. Para poder realizar más adelante la clasificación de suelos se debe conocer la distribución granulométrica del suelo, la cual para suelos de grano grueso, se lo determina mediante el análisis granulométrico de mallas, y para suelos de grano fino la distribución granulométrica se la puede obtener mediante el análisis granulométrico del hidrómetro.

Se realiza un análisis granulométrico por mallas en el cual se toma una cantidad de suelo seco el cual se lo va pasando a través de una serie de tamices del tamaño más grande hasta el más pequeño en abertura, el suelo que se retiene en cada malla se pesa y el por ciento acumulado que pasa a través de cada tamiz es determinado. La Tabla 2.1 muestra una lista de los tamaños de tamices que se usan para realizar el análisis granulométrico.

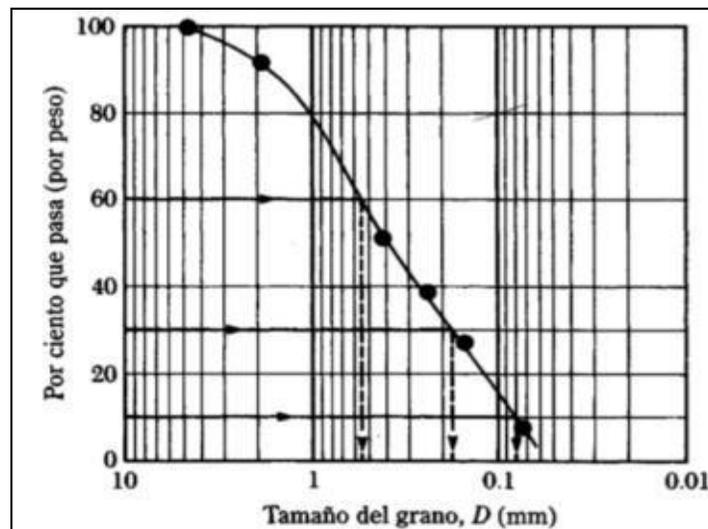
Tabla 2. 1 Tamaños de Tamices U.S.Standard

Tamiz N°	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

El porcentaje que pasa en cada tamiz, se lo grafica sobre un papel semilogarítmico tal como se muestra en la figura 2.1.

Figura 2. 1 Granulometría de un suelo de grano grueso obtenida por un análisis granulométrico por mallas

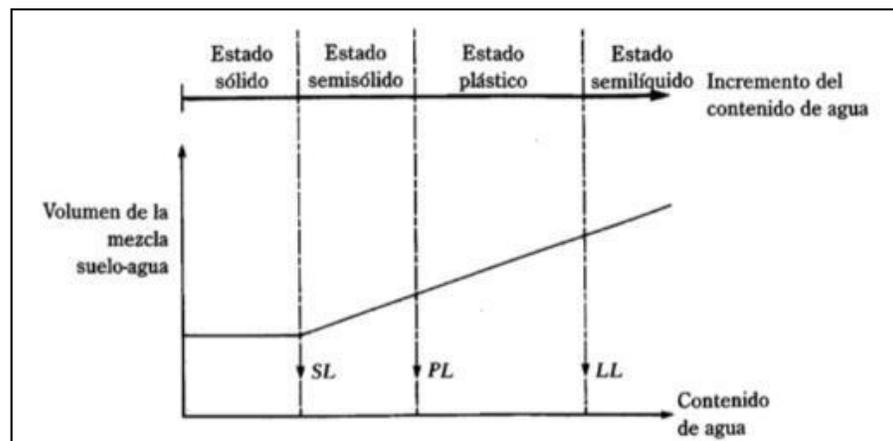


Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

2.2.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg representan los estados de consistencia de un suelo de grano fino dependiendo éste del contenido de humedad que tenga el suelo; puede presentarse en los siguientes estados: estado sólido, estado semisólido, estado plástico y estado semilíquido o viscoso.

Figura 2. 2 Propiedades geotécnicas del suelo y del suelo reforzado



Fuente: Principio de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das

Los límites de Atterberg se subdividen en los siguientes ensayos, los cuales dependen del contenido de humedad que presente el suelo

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

Permiten una rápida caracterización del suelo puesto que son ensayos muy rápidos de realizar en laboratorio y no es necesaria la toma de muestras inalteradas para su determinación.

2.2.3. Clasificación de suelos

Los sistemas de clasificación de suelos dividen a éstos en grupos y subgrupos en base a sus propiedades ingenieriles comunes como ser la distribución granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los dos sistemas principales de clasificación actualmente son AASHTO y SUCS.

La clasificación del suelo mediante el sistema AASHTO presenta ocho grupos principales desde A-1 al A-8 en base a la distribución granulométrica, límite líquido e índice de plasticidad; los suelos comprendidos en los grupos A-1, A-2, A-3 son suelos de grano grueso y aquellos de los grupos A-4, A-5, A-6, A-7 son de grano fino y los del grupo A-8 son suelos altamente orgánicos.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), es usado para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se puede clasificar suelos con tamaños menores de tres (3) pulgadas; se representa mediante un símbolo con dos letras. El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de los nombres en inglés de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turbas), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos.

2.2.4. Ensayo de penetración estándar (SPT)

El Ensayo SPT básicamente consiste en la hincada en el terreno de una punta metálica mediante golpes lo que da idea de la resistencia del terreno ya que se contabilizan el número de golpes necesarios para clavar el ensayo, pero debido a su amplio uso, este ensayo puede correlacionarse con numerosos parámetros geotécnicos como veremos en los siguientes apartados. Puede definirse como un ensayo que contabiliza el número de golpes necesarios para introducir una toma de muestras tubular de acero hueco o

con punta ciega, mediante una maza de 63,5 kg que cae repetidamente desde una altura de 76,2 cm. Son importantes estas medidas ya que sirven para diferenciarlas de otros ensayos de penetración. La toma muestras debe introducirse en el terreno 60 cm y se contabilizan los golpes cada 15 cm. Tanto la toma de muestras tubular como la punta ciega y el varillaje necesario están estandarizados. El ensayo de penetración permite obtener un valor N de resistencia a la penetración que consiste en sumar los números de golpes de los dos tramos intermedios de 15 cm desechándose tanto el primer como el último tramo por posibles alteraciones del suelo, derrumbes de las paredes del sondeo o sobre compactaciones del propio ensayo.

2.3. Diseño Arquitectónico

El diseño arquitectónico es una disciplina que nos permite crear propuestas e ideas para la realización de espacios físicos con el propósito de generar un bien en la sociedad; los mismos deben ser seguros constructivamente y a la vez estéticos. Es de mucha importancia realizar un correcto diseño arquitectónico empleando la tecnología de los sistemas estructurales, su eficiencia y productividad generando acceso a todos los segmentos sociales para que de esta manera se pueda planificar la construcción del proyecto.

2.4. Idealización de las estructuras

La idealización de las estructuras es el proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis lo que facilita su diseño estructural y las líneas localizadas a lo largo de las líneas centrales de los componentes estructurales. La idealización estructural se puede dar de la siguiente manera:

- Idealización geométrica
- Idealización mecánica
- Idealización de vínculos
- Idealización de los materiales
- Idealización de las solicitaciones

2.4.1. Sustentación de cubierta

La estructura de cubierta se la idealizó como una cercha metálica de dos aguas, de acuerdo a la arquitectura del proyecto las cuales estarán compuestas por perfiles costanera.

Las cargas solicitantes estarán distribuidas de manera que éstas actúen en cada uno de los nudos de las cerchas, las cuales estarán simplemente apoyadas.

Las cerchas serán diseñadas por el método LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño).

2.4.2. Sustentación de la edificación

La sustentación de la edificación se realizará de acuerdo a la arquitectura del proyecto y lo que se planteó de la misma, será una estructura aporticada de tres niveles, la cual estará compuesta por columnas, vigas y losas alivianadas con viguetas pretensadas y en la parte inferior cuenta con muros de contención.

2.4.3. Fundaciones

Las fundaciones que tendrá el proyecto están en función al tipo de suelo existente en el lugar de emplazamiento del proyecto, el cual se obtendrá de un estudio de suelos detallado del mismo.

2.5. Materiales

2.5.1. Acero

El acero estructural se produce básicamente para la construcción de todo tipo de estructuras y tiene una forma, composición química y resistencia concretas adaptadas para este propósito. Los componentes principales son el hierro y el carbono; cuanto más carbono se añade a la aleación, mayor es la resistencia y disminuye la ductilidad del producto acabado.

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

- Barras lisas
- Barras corrugadas
- Mallas electrosoldadas

Para poder utilizar armaduras de otros tipos (perfiles laminados, chapas, etc.) será preciso una justificación especial. La armadura lisa solo puede utilizarse como elemento de conexión de armaduras básicas electrosoldadas en celosía.

Los diámetros nominales en milímetros de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en cm² que se indican:

Tabla 2. 2 Diámetros y áreas de aceros

Diámetro, en mm	4	6	8	10	12	16	20
Área, en cm²	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142
Diámetro, en mm	25	32	40	50			
Área, en cm²	4,909	8,042	12,566	19,635			

Fuente: Norma Boliviana de hormigón CBH-87

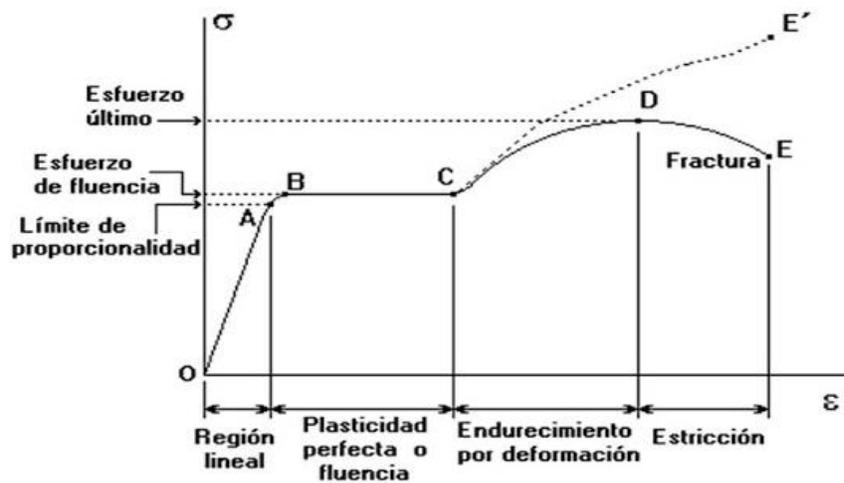
A los efectos de esta norma se considerará como límite elástico f_y del acero, el valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0,2 %.

2.5.1.1. Características mecánicas

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: la resistencia, el límite elástico, la relación entre los dos valores mencionados, el alargamiento y la aptitud al doblado-desdoblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las tres últimas desde el punto de vista de sus cualidades plásticas.

Las cuatro primeras características mencionadas se determinan mediante el ensayo de tracción, que consiste en someter una barra bruta, sin mecanizar, a un esfuerzo axial de tracción hasta su rotura, obteniéndose así el diagrama esfuerzo-deformación del acero.

Figura 2. 3 Diagrama Esfuerzo – Deformación del acero



Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 14ª edición.

2.5.1.2. Tipos de acero de las barras corrugadas

El tipo de acero para hormigón armado debe cumplir características mecánicas mínimas para su uso en construcción.

Tabla 2. 3 Barras corrugadas- Características mecánicas mínimas garantizadas

Designación (1)	Clase de acero	Límite elástico f_y , en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura f_s , en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura, en % sobre base de cinco (5) diámetros, no menor que	Relación f_s/f_y , en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1,29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1,10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1,20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1,10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1,16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1,10

Fuente: Norma Boliviana de hormigón CBH-87

AH = acero para hormigón (DN = Dureza natural, E.F. = estirado en frío)

- Los aceros no presentarán grietas después de los ensayos de doblado simple a 180° y de doblado-desdoblado a 90°, sobre los mandriles.

- Llevarán grabadas las marcas de identificación establecidas en las normas, relativas a su tipo de fábrica de procedencia.

2.5.2. Hormigón Armado

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que hayan de trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El hormigón armado presenta, como ventaja indiscutible frente a los demás materiales, su cualidad de moldeable, es decir, de adaptarse a cualquier forma de acuerdo con el molde o encofrado que lo contiene. Ello proporciona al técnico que lo emplea una mayor libertad al proyectar estructura

2.5.2.1. Adherencia entre el hormigón y el acero

La adherencia hormigón-acero es el fenómeno básico sobre el que descansa el funcionamiento del hormigón armado como material estructural. Si no existiese adherencia, las barras serían incapaces de tomar el menor esfuerzo de tracción, ya que el acero deslizaría sin encontrar resistencia en toda su longitud y no acompañaría al hormigón en sus deformaciones

La adherencia cumple fundamentalmente dos objetivos: asegurar el anclaje de las barras, y transmitir las tensiones tangentes periféricas que aparecen en la armadura principal, como consecuencia de las variaciones de su tensión longitudinal. El fenómeno de adherencia está originado por dos tipos de causas, unas de naturaleza física y otras de naturaleza mecánica.

El mecanismo de la adherencia puede asignarse a tres causas: adhesión, rozamiento (tensiones tangentes en el hormigón) y acuñaamiento.

2.5.2.2. Disposición de las armaduras

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primeras las armaduras longitudinales y las transversales. Las armaduras longitudinales tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o a tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón. Las armaduras transversales se disponen para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales, para zunchar las zonas de hormigón comprimido y para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas

2.5.2.3. Distancia entre barras

Las distintas barras que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas para permitir que la colocación y compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no queden coqueras o espacios vacíos. La norma boliviana recomienda los siguientes valores:

a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor que el mayor de los tres valores siguientes:

- Dos centímetros, salvo en viguetas y losas alveolares pretensadas donde se tomarán 1,5 cm
- El diámetro de la barra más gruesa
- 1,25 veces el tamaño máximo del árido.

b) Si se disponen dos o más capas horizontales de barras, las de cada capa deben situarse en correspondencia vertical una sobre otra, y el espacio entre columnas de barras debe ser tal que permita el paso de un vibrador interno.

c) En forjados, vigas y elementos similares pueden colocarse en contacto dos barras de la armadura principal de $\emptyset \leq 32$ mm (una sobre otra), e incluso tres barras de $\emptyset \leq 25$ mm. El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica

recomendable cuando haya una gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras quedarán perfectamente envueltas por dicho material.

2.5.2.4. Doblado de las armaduras

El ensayo de doblado-desdoblado de las armaduras, encaminado a comprobar las características plásticas del acero, en las piezas de hormigón armado, las barras deben doblarse con radios más amplios de los utilizados en dicho ensayo, para no provocar una perjudicial concentración de tensiones en el hormigón de la zona del codo. En este sentido conviene advertir que las tracciones transversales que tienden a desgarrar el hormigón suelen ser más peligrosas que las compresiones originadas directamente por el codo. La norma boliviana establece que, salvo casos especiales, el doblado de las barras deberá realizarse sobre mandriles como se muestra en la tabla 2.4

Tabla 2. 4 Barras corrugadas- Diámetro de los mandriles

Designación	Doblado simple			Doblado-desdoblado		
	$\alpha = 180^\circ$			$\alpha = 90^\circ \beta = 20^\circ$		
	$\Phi \leq 12$	$12 < \Phi \leq 25$	$\Phi > 25$	$\Phi \leq 12$	$12 < \Phi \leq 25$	$\Phi > 25$
AH 400 N	3 Φ	3,5 Φ	4 Φ	6 Φ	7 Φ	8 Φ
AH 400 F	3 Φ	3,5 Φ	4 Φ	6 Φ	7 Φ	8 Φ
AH 500 N	4 Φ	4,5 Φ	5 Φ	8 Φ	9 Φ	10 Φ
AH 500 F	4 Φ	4,5 Φ	5 Φ	8 Φ	9 Φ	10 Φ
AH 600 N	5 Φ	5,5 Φ	6 Φ	10 Φ	11 Φ	12 Φ
AH 600 F	5 Φ	5,5 Φ	6 Φ	10 Φ	11 Φ	12 Φ

Fuente: Norma Boliviana de hormigón CBH-87

Θ = Diámetro nominal de la barra

α = Ángulo de doblado

β = Ángulo de desdoblado

2.5.2.5. Anclaje de las armaduras

Los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que éste es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón. El anclaje de las

barras de hormigón armado, salvo casos excepcionales en construcción singular, se consigue mediante el mecanismo de la adherencia y se efectúa, en general, mediante alguna de las disposiciones siguientes:

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

2.6. Diseño Estructural

El diseño estructural es un proceso que nos permite definir todas aquellas características necesarias en la elaboración de una estructura de manera tal que cumpla con todos sus objetivos, siguiendo la normativa pertinente. El diseño estructural consta de todas aquellas actividades que se desarrollan de tal manera que nos permite determinar la forma, dimensiones y características de un sistema estructural.

La correcta elaboración del diseño estructural permitirá a la estructura resistir las fuerzas o acciones a las que se encontrará sometida durante su vida útil, sin que se produzcan fallas o un mal comportamiento que comprometan a la estructura.

Para entender un poco el proceso de diseño estructural, resulta útil considerar dividirlo en tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

2.6.1. Norma de diseño

2.6.1.1. Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87)

La normativa de diseño que se utilizará para la elaboración de este proyecto es la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

La normativa boliviana proporciona las prescripciones de obligatorio cumplimiento, las cuales tienen que ser aplicadas para la elaboración del proyecto, además que nos ayuda a realizar un seguimiento de control de obras de hormigón armado, ya sean públicas o privadas.

2.6.1.2. Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformado en frío del American Iron and Steel Institute (AISI-2007)

El AISI-2007 es un documento guía para el diseño estructural de acero conformados en frío, está basado en los métodos LRFD y ASD, ambos métodos son igualmente aceptables, aunque es posible que no produzcan idénticos resultados. Sin embargo, al diseñar los diferentes componentes de acero conformados en frío de una estructura no se deben mezclar estos dos métodos.

2.6.1.3. Cargas

Son todas aquellas sollicitaciones a las que estará sometida la estructura ya sean fuerzas concentradas y repartidas, deformaciones impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debidos a una misma causa y aplicadas a una estructura o elemento estructural son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las cargas se clasifican en dos grupos:

- Cargas directas
- Cargas indirectas

Las primeras están producidas por pesos u otras fuerzas aplicadas directamente a la estructura e independientes de las propias características resistentes y deformación de la misma.

2.6.1.3.1. Cargas permanentes

Son las cargas que actúan en todo momento y son constantes en posición y magnitud, están constituidas por el peso propio de la estructura y cargas muertas que gravitan en la misma estructura. En nuestro medio se llega a trabajar con materiales y sus pesos como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2. 5 Peso de Fábricas y Macizos

Materiales		Peso específico KN/m³
Rocas	Mármol y calcáreo	28
Bloques artificiales	Bloques de mortero	22
	Losetas cerámicas	18
	Ladrillos con huecos	13
	Ladrillos macizos	18
	Teja colonial	0.50
Revoques y hormigones	Argamasa de cal arena y cemento	19
	Argamasa de arena y cemento	21
	Argamasa de yeso	12.50
	Hormigón simple	23
	Hormigón armado	25
Diversos	Alquitrán	12
	Vidrio plano	26

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado

2.6.1.3.2. Cargas variables

Son todas aquellas fuerzas que son externas a la estructura, actúan a veces; su posición y magnitud varían. Estas pueden ser: sobrecarga de uso, nieve, viento, térmicas.

Para cada parte del edificio se elegirá un valor de sobrecarga de uso adecuado al destino que vaya a tener, sin que el valor elegido sea menor que el correspondiente en la tabla 2.6.

Tabla 2. 6 Sobrecargas de uso

Lugar		Carga
Voladizo, balcones	Vertical en su borde	2 KN/m
	Horizontal en el pasamanos	0.80 KN/m
Edificaciones residenciales	Dormitorios, salas, cocinas	1.5 – 2 KN/m ²
Escaleras	Con acceso al público	3 KN/m ²
	Sin acceso al público	2.50 KN/m ²
Colegios	Sala de clases	3 KN/m ²
	Otras salas	2 KN/m ²
Hospitales		2 - 3.KN/m ²
Terrazas	Sin acceso al público	2 KN/m ²
	Con acceso al público	3 KN/m ²

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Arma

2.6.1.3.3. Cargas indirectas

Las cargas indirectas están originadas por fenómenos capaces de engendrar fuerzas de un modo indirecto, al imponer o impedir, total o parcialmente, deformaciones, o imprimir aceleraciones a la estructura, siendo, por tanto, función de las características de deformación de la propia estructura.

- Acciones reológicas, producidas por deformaciones cuya magnitud en función del tiempo y del material de la estructura; estas acciones pueden provenir de la retracción y/o de la fluencia.
- Acciones térmicas, producidas por las deformaciones a que dan lugar las variaciones de temperatura.
- Acciones por movimientos impuestos, tales como las producidas por vibraciones, descensos diferenciales de los apoyos de las estructuras como consecuencia de asentos del terreno de cimentación o por movimientos intencionales de tales apoyos.
- Acciones sísmicas, producidas por las aceleraciones transmitidas a las masas de la estructura por movimientos sísmicos.

2.6.2. Estructura de sustentación de cubierta

La cubierta en una construcción cierra una edificación por su parte superior, cumpliendo la función de proteger su interior de agentes climatológicos; por tal motivo, debe contemplar una estructura que sea resistente, que pueda soportar su propio peso, el del cielo raso y los materiales de cubierta, además de las cargas accidentales o permanentes que se pueden presentar.

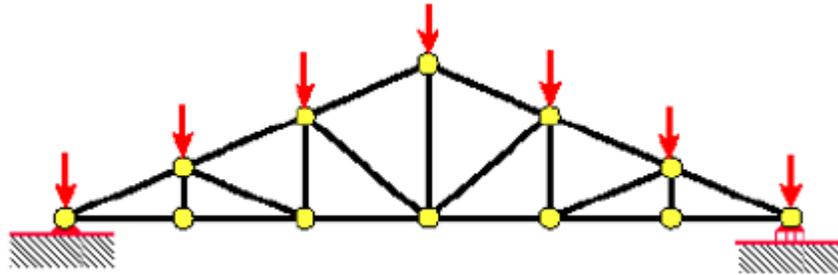
2.6.2.1. Cercha

Las cerchas son estructuras trianguladas triarticuladas llamadas también celosías, compuestas por barras rectas entre sí, formando un armazón rígido de forma triangular; es una estructura indeformable siempre y cuando se cargue en sus uniones denominadas

odos; en consecuencia, todos los elementos se encuentran trabajando a tracción o compresión.

Existen varios tipos de cerchas; para el diseño se usará la cercha tipo Howe como se muestra en la Fig. 2.4

Figura 2. 4 Cercha tipo Howe



Fuente: Elaboración propia

2.6.2.2. Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término de estado límite se utiliza para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función predeterminada. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio. Los primeros se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras, los segundos se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio.

En este método, las cargas de trabajo o servicio, se multiplican por factores de carga que son casi siempre mayores de uno y se obtienen las cargas últimas o factorizada. La resistencia teórica o nominal (R_n), se multiplica por un factor de resistencia ϕ , que es normalmente menor que uno.

Se debe cumplir con la relación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida, R_n = Resistencia nominal, ϕ = Factor de resistencia

2.6.2.3. Factores de Carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

Las combinaciones de carga de la AISC-LRFD son:

Tabla 2. 7 Combinaciones de Carga según método LRFD

$U=1.4D$
$U=1.2D+1.6L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
$U=1.2D+1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
$U=1.2D+1.3W+0.5L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
$U=1.2D +1.0E+0.5L+0.2S$
$U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.0E)$

Fuente: Diseño de estructuras metálicas LRFD

Donde: U representa la carga última; D son las cargas muertas; L son las cargas vivas; Lr son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas,

2.6.2.4. Factores de resistencia

La resistencia es la capacidad que tiene los elementos estructurales de aguantar esfuerzos sin romper, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales además de las imperfecciones en la dimensión de los materiales.

Tabla 2. 8 Factores de Resistencia Característica

Situaciones	Factores de Resistencia ϕ
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1.00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0.90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0.85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0.80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0.75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)	0.65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0.60

Fuente: Diseño de estructuras metálicas LRFD

2.6.2.5. Diseño de elementos a tensión

El diseño por tensión tiene la ventaja de que, al no presentar el problema de pandeo, solo se requiere calcular la fuerza factorizada del elemento y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de sección transversal requerida.

El manual de la AISC – LRFD especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión, $\phi_t P_n$, será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

- Para el estado límite de fluencia en la sección bruta.

$$P_u = \phi_t * F_y * A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90$$

- Para la fractura en la sección neta en la que se encuentran agujeros de tornillos o remaches.

$$P_u = \phi_t * F_u * A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

Donde F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

2.6.2.6. Diseño de elementos en compresión

Los elementos a compresión, bajo la acción de una carga axial, tendrán un comportamiento inicial de acortamiento proporcional al esfuerzo generado por la carga que actúa en su eje longitudinal; el esfuerzo puede calcularse mediante la fórmula:

$$f_c = P/A$$

Donde f_c se considera uniforme sobre toda la sección transversal. Por otra parte, este es un estado ideal, la excentricidad de la carga es inevitable, por lo tanto, el elemento tendrá flexión; la relación entre cargas y resistencia en la ruptura toma la siguiente forma:

$$P_n = A_g F_{cr}$$

$$P_u = \phi_c A_g F_{cr} \quad \text{con } \phi_c = 0.85$$

El esfuerzo crítico F_{cr} se determina en función del parámetro de esbeltez λ_c . Si la frontera entre las columnas elásticas e inelásticas se toma $\lambda_c = 1,5$, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$\lambda_c \leq 1,5$ intervalo inelástico

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

$\lambda_c > 1,5$, Intervalo elástico

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

$$A = \frac{N_d}{0.85 \cdot F_{crit}}$$

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

La resistencia de compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de

acuerdo con los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

2.6.3. Estructura de sustentación de la Edificación

2.6.3.1. Bases de cálculo

2.6.3.1.1. Coeficiente de Poisson

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

2.6.3.1.2. Coeficiente de dilatación térmica

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

$$\alpha = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$$

2.6.3.1.3. Resistencias de Cálculo

Se considerará como resistencias de cálculo, o de diseño del hormigón (en compresión f_{cd} o en tracción f_{ct}), al valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración γ_c .

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

Donde:

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón a compresión.

γ_c : Coeficiente de minoración.

Cuando se trate de elementos hormigonados verticalmente, la resistencia de cálculo deberá reducirse además en un 10 %, para tener en cuenta la disminución de calidad que el hormigón de estas piezas experimenta por efecto de su modo de puesta en obra y compactación.

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

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

Donde:

f_{yk} : Límite elástico característico del acero.

γ_s : Coeficiente de minoración.

2.6.3.1.4. Módulo de deformación longitudinal

Para todas las armaduras tratadas en la presente norma, como módulo de deformación longitudinal, se tomará:

$$E_s = 210\,000 \text{ MPa}$$

2.6.3.1.5. Método de los estados límites

El método de los estados límites trata de que todo elemento estructural esté dentro de límites aceptables ya que, según este método, un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado límite, donde la estructura ya no cumple la función para la cual fue diseñada.

Los estados límites incluyen:

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo)
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural)
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte, o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural)

- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje)
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección.)

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

Estos coeficientes se encuentran aplicados en Estados Límites Últimos los cuales están en función del tipo de carga y según los materiales empleados. Los valores básicos de los coeficientes de seguridad para el estudio de los estados límites últimos, son los siguientes:

- coeficiente de minoración del acero $\gamma_s = 1,15$
- coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_s = 1,50$
- coeficiente de ponderación de las acciones de efecto desfavorable $\gamma_{fg} = \gamma_{fq} = 1,60$
- de efecto favorable permanente $\gamma_{fg} = 0,90$
- de efecto favorable variable $\gamma_{fq} = 0$

Los valores de los coeficientes de minoración para el acero y el hormigón, de ponderación para las acciones según el nivel de control adoptado y los daños previsibles, se establecen en las tablas 2.9 y 2.10.

Tabla 2. 9 Estados Límites Últimos- Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

Material	Coficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
		Reducido	+0.20

HORMIGÓN N	$\gamma_c = 1.50$	Normal	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 pág. 51

Tabla 2. 10 Estados Límites Últimos- Coeficientes de ponderación de las acciones

Coefficiente básico	Nivel de Control y daños previsibles		Corrección
Yf = 1.6	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 pág. 51

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

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

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

2.6.3.1.7. Hipótesis de carga

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más

desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

$$\text{Hipótesis I: } \gamma f g * G + \gamma f q * Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0.9(\gamma f g * G + \gamma f q Q) + 0.9 * \gamma f q * W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.8(\gamma f g * G + \gamma f q Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

G : Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter permanente.

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

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

W : Valor característico de la carga del viento.

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

En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará: $W_{eq} = 0.25W$.

F_{eq} : Valor característico de la acción sísmica.

2.6.3.1.8. Dominios de deformación

Para el cálculo de la capacidad resistente de las secciones, se supone que el diagrama de deformaciones pasa por uno de los tres (3) puntos, A, B o C definidos.

Las deformaciones límites de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios:

Dominio 1. Tracción simple o compuesta: toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A, correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado, del 10 por mil.

Dominio 2. Flexión simple o compuesta: el acero llega a una deformación del 10 por mil y el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto A

Dominio 3. Flexión simple o compuesta: la resistencia de la zona de compresión todavía es aprovechada al máximo. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B, correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón: $\epsilon_{cu} = 3,5$ por mil.

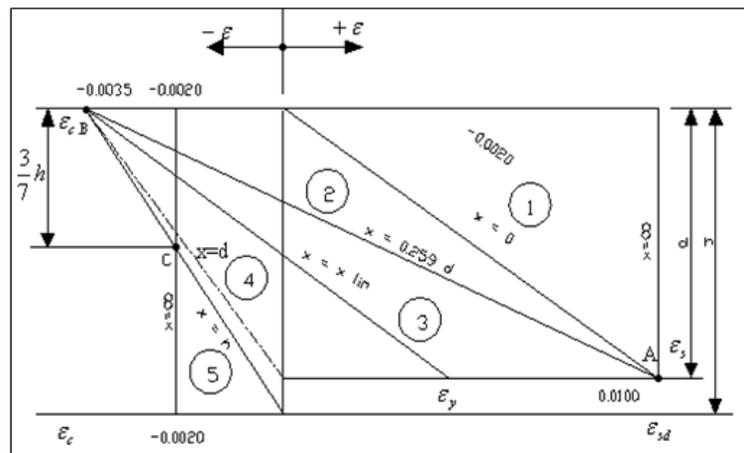
El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por mil y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4. Flexión simple o compuesta: las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0 y el hormigón alcanza la deformación máxima del 3,5 por mil.

Dominio 4.a. Flexión compuesta: todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación, giran alrededor del punto B.

Dominio 5. Compresión simple o compuesta: ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C, definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión: $\epsilon_{cu} = 2/1000$

Figura 2. 5 Dominios de Deformación



Fuente: Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87

2.6.3.2. Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión. En el presente proyecto, se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado límite último de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

- **Cálculo a flexión simple**

Se debe mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad γ_s que se obtiene de la tabla 2.10.

$$M_d = \gamma_s * M$$

Se empleará la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión simple sin armadura de compresión, ya que proporcionan los valores de la cuantía ω , en función del momento reducido μ :

$$\mu_d = \frac{M_d}{d^2 * b_w * f_{cd}} < \mu_{lim} \quad \omega = \frac{A_s * f_{cd}}{d * b_w * f_{cd}}$$

b_w : Ancho de la sección.

d : Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada, llamado también Canto útil.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$: Resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$: Resistencia de cálculo del acero (tracción o compresión).

M_d : Momento flector de diseño.

μ_d : Momento flector reducido de cálculo

A continuación, se muestra la tabla universal para el cálculo en flexión simple o compuesta.

Tabla 2. 11 Tabla Universal para flexión simple o compuesta

ξ	μ	W	(W/Fyd). 10 ³	
0.0891	0.03	0.0310		D O M I N I O
0.1042	0.04	0.0415		
0.1181	0.05	0.0522		
0.1312	0.06	0.0630		
0.1438	0.07	0.0739		
0.1561	0.08	0.0849		
0.1667	0.0886	0.0945		
0.1684	0.09	0.0960		
0.1810	0.10	0.1074		
0.1937	0.11	0.1189		
0.2066	0.12	0.1306		2 D O M I N I O
0.2198	0.13	0.1426		
0.2330	0.14	0.1546		
0.2466	0.15	0.1669		
0.2590	0.159	0.1782		
0.2608	0.16	0.1795		
0.2796	0.17	0.1924		
0.2988	0.18	0.2056		
0.3183	0.19	0.2190		
0.3383	0.20	0.2328		
0.3587	0.21	0.2468		3 D O M I N I O
0.3796	0.22	0.2612		
0.4012	0.23	0.2761		
0.4234	0.24	0.2913		
0.4461	0.25	0.3069		
0.4696	0.26	0.3232		
0.4939	0.27	0.3398		
0.5188	0.28	0.3570	0.0994	
0.5450	0.29	0.3750	0.1007	
0.5721	0.30	0.3937	0.1114	
0.6006	0.31	0.4133	0.1212	4
0.6283	0.3193	0.4323	0.1259	
0.6305	0.32	0.4338	0.1343	
0.6476	0.3256	0.4456	0.1484	
0.6618	0.33	0.4554	0.1860	
0.6681	0.3319	0.4597		
0.6788	0.3352	0.4671		
0.6952	0.34	0.4783		

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya 15ª edición.

Se calculará el valor μ_{lim} , que se obtiene de la tabla 2.12

Tabla 2. 12 Tabla Valores Límites del acero

f_y(kp/cm²)	2200	2400	4000	4200	4600	5000
f_{yd}(kp/cm²)	1910	2090	3480	3650	4000	4350
ξ lim	0.793	0.779	3.48	0.668	0.648	0.628
μ lim	0.366	0.362	0.679	0.332	0.326	0.319
W lim	0.546	0.536	0.467	0.46	0.446	0.432

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Si en el cálculo se obtiene que $\mu_{lim} \leq \mu_d$ entonces la sección 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 y se deberá seguir los pasos que se mencionan a continuación:

- Para el caso cuando la viga no necesita armadura a compresión,

- 1) Se comienza por determinar μd y se verifica que ésta sea menor al límite $\mu d < \mu_{lim}$.
- 2) Con el valor de μd entrar en la tabla universal y se determinan el valor de ω .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

- 4) Calcular la armadura mínima

$$\omega_{min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_s \text{ min} = \omega_{min} * b * w * h$$

A_s : Área del acero (en tracción o en compresión).

A_c : Área del hormigón (área total, referida normalmente al canto útil).

ω_{min} : Cuantía geométrica mínima

Las recomendaciones de la norma boliviana, respecto a los valores de las cuantías geométricas mínimas, están en función al acero que se pretende utilizar, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuras por efecto de la retracción y variaciones de temperatura.

Los valores de cuantía mínima se muestran en la tabla 2.13.

Tabla 2. 13 Cuantías geométricas mínimas

ELEMENTO ESTRUCTURAL		AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
Soportes	Armatura total	0.008	0.006	0.005	0.004
	Con 2 armaduras A1 y A2	0.004	0.003	0.0025	0.002
Vigas	Armatura en tracción	0.005	0.0033	0.0028	0.0023
Losas	En cada dirección	0.002	0.0018	0.0015	0.0014
Muros	Armatura horizontal total	0.0025	0.002	0.0016	0.0014
	Armatura horizontal en una cara	0.0008	0.0007	0.0006	0.0005
	Armatura vertical	0.0015	0.0012	0.0009	0.0008
	Armatura vertical en una cara	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

5) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calculará la separación libre entre armaduras.

$$S = \frac{b_w - 2 * \phi_{est} - N^{\circ}Hierros * \phi_{long} - 2 * r}{N^{\circ}Hierros - 1}$$

- Para el caso, cuando la viga necesite armadura de compresión

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

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta'}$$

$$\omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

ω_{lim} : Cuantía mecánica límite.

ω_{s1} : Cuantía mecánica para la armadura a tracción

ω_{s2} : Cuantía mecánica para la armadura a compresión

$\delta' = r/d$: Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

r : Recubrimiento geométrico.

2) Determinar la armadura tanto para tracción como para compresión

$$A_{s1} = \frac{\omega_{s1} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{\omega_{s2} * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}}$$

As1: Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

As2: Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

3) Calcular la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.

4) Se tomará la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

- **Cálculo de la armadura transversal**

El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante, la armadura transversal está constituida por estribos y barras levantadas.

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.

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

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

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

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

Donde:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = \text{Resistencia convencional del hormigón a cortante (kp/cm}^2\text{)}$$

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

d = Canto útil

b = Ancho de alma

Estos valores hay que compararlos, en las distintas secciones, con el correspondiente esfuerzo cortante de cálculo

Si $Vd \leq Vcu$, el hormigón de la pieza resiste por sí solo el esfuerzo cortante, y la viga no necesita, teóricamente, armadura transversal. No obstante, es necesario colocar unos cercos o estribos de seguridad cuyo diámetro no sea inferior a 6 mm, ni la cuarta parte del diámetro correspondiente a las armaduras principales. La separación de dichos estribos debe ser:

$$s \leq 0.85 * d \qquad s \leq 30cm$$

Si $Vcu < Vd < Vou$, hay que determinar la altura transversal necesaria correspondiente al esfuerzo cortante residual, $Vsu = Vd - Vcu$.

Se calcula el área de la sección:

$$As = \frac{Vsu}{0.9 * d * f_{yd}}$$

Donde:

As = Área de acero necesaria para resistir el cortante.

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

d = Canto útil.

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero.

Si $Vd > Vou$, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

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

$$As \min = \frac{0.02 * f_{cd} * b * 100}{f_{yd}}$$

Esta cantidad de acero estará distribuida en 1 metro lineal de viga.

2.6.3.3. Diseño de columnas

Las columnas o pilares de hormigón armado son aquellos elementos verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación, puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total de la estructura.

Las columnas son diseñadas con una sección y refuerzo según los esfuerzos que debe resistir, generalmente repartiendo esfuerzo longitudinal simétricamente en la cara de la sección para no causar excentricidades en el elemento.

2.6.3.3.1. 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 2 cm, siendo h el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los dos planos principales.

2.6.3.3.2. Disposición relativa de las armaduras

Las armaduras de los soportes de hormigón armado serán constituidas por barras longitudinales y una armadura transversal formada por estribos. Con objeto de facilitar la colocación y compactación de hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser de 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular.

2.6.3.3.3. Armaduras longitudinales

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

longitudinales tendrán un diámetro no menor de 12 mm y se situarán en las proximidades de las caras de la columna, debiendo disponerse por lo menos de una barra en cada esquina de la sección. La disposición de las armaduras debe ser de la siguiente manera:

La separación máxima entre barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm, así mismo, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar su pandeo. La separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor que 2 cm, que el diámetro de la mayor y 6/5 del tamaño máximo del árido.

2.6.3.3.4. Armadura transversal

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia. Para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación S entre cercos de estribos debe ser:

$$S \leq b_e$$

Donde b_e es la menor dimensión del núcleo del hormigón, limitada por el borde exterior de la armadura transversal. Es aconsejable no adoptar valores para S mayores a 30 cm.

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

2.6.3.3.5. Pandeo

El pandeo es un efecto de inestabilidad elástica que hace que piezas sometidas a compresión pura terminen afectadas simultáneamente por flexiones, producto justamente de esa inestabilidad. El pandeo comienza con alguna excentricidad en la carga provocando una pequeña flexión y luego se retroalimenta en sí mismo aumentando la excentricidad y su efecto, y así sucesivamente hasta provocar la rotura

por flexión con cargas mucho menores que la que hubieran provocado la rotura si el pandeo no existiese. Todo lo anterior es válido para cualquier material, hormigón armado, hierro, madera, etc.

2.6.3.3.6. Longitud de pandeo

Es la distancia entre los puntos de inflexión deformada de la columna. Ellas poseen diferentes condiciones de apoyos en sus extremos. La longitud de pandeo de una columna está en función de las rigideces de las columnas y vigas que concurren a esta. Para poder determinar la longitud de pandeo de una columna se realiza la siguiente ecuación:

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto A}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto A}}$$

La longitud de pandeo $l_o = \alpha * l$ (α se obtiene con los valores de ψ) de acuerdo a las siguientes figuras:

Figura 2. 6 Pórticos Traslacionales

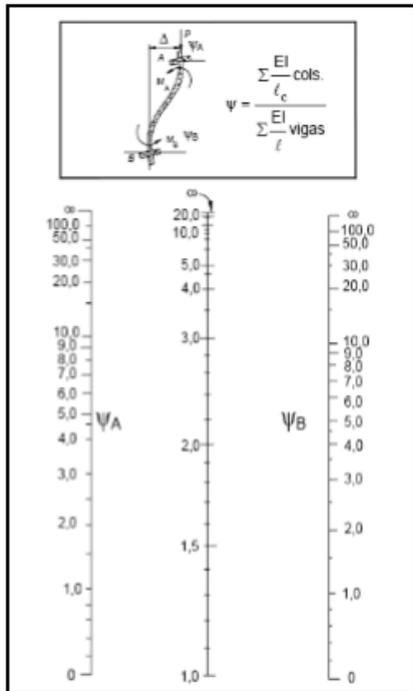
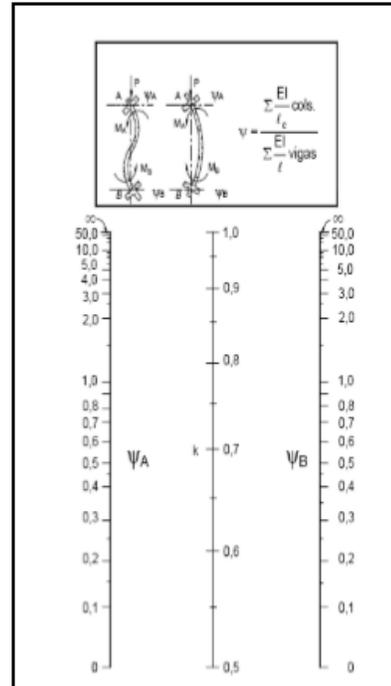


Figura 2. 7 Pórticos Intraslacionales



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

2.6.3.3.7. Momento de inercia

La característica geométrica que se opone a un momento flector es el módulo resistente o el momento de inercia J . Efectivamente, resulta intuitivamente comprensible, que si una columna, tiene un lado menor que el otro (un momento de inercia distinto según el eje x o el Y) buscará pandear en el sentido “más débil” o de menor oposición que es el menor momento de inercia. De igual forma, se tiene dos columnas de igual sección, pero distintos momentos de inercia, sufrirá más el pandeo aquélla que tenga menor momento de inercia, aunque sea alrededor de uno solo de sus ejes.

2.6.3.3.8. 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 l_o y la dimensión h de la sección en el plano de pandeo; y 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 $i_c = \sqrt{I/A}$, siendo I y A respectivamente, la inercia en dicho plano y el área de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma boliviana de hormigón armado son los que se mencionan a continuación:

- Para esbelteces mecánicas $\lambda < 35$ (equivalentes, en secciones rectangulares, a esbelteces geométricas menores a 10), la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden y no siendo necesario efectuar ninguna comprobación a pandeo.
- Para esbelteces mecánicas $35 \leq \lambda < 100$, puede aplicarse el método aproximado.
- Para esbelteces mecánicas $100 \leq \lambda < 200$ (geométricas $29 \leq \lambda g < 58$), debe aplicarse el método general.
- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas $\lambda > 200$ (geométricas $\lambda g > 58$).

2.6.3.3.9. Flexión esviada

Se plantea que una parte está en cualquier estado de flexión esviada cuando no se sabe a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se muestra en los casos siguientes: En esas secciones que, por su forma, no muestran cualquier plano de simetría, como las secciones en L de lados dispares.

En esas secciones que, siendo simétricas referente a la manera, permanecen armadas asimétricamente en relación a su plano de simetría, y en esas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, permanecen sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.

En último caso es, sin lugar a dudas, el más recurrente, en el cual se hallan:

La mayor parte de los pilares, puesto que aun cuando formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del terremoto puede generar flexiones secundarias, que a menudo se desprecian, lo mismo que las que resultarían de una importancia estricta del pandeo y de las probables inexactitudes de creación, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano primordial de flexión. El motivo de administrar el problema de la flexión esviada debería atribuirse a su dificultad y a la falta, hasta tiempos actuales, de procedimientos prácticos para su procedimiento.

2.6.3.3.10. Sección rectangular con armadura simétrica

El problema de flexión esviada, de más grande trascendencia práctica, es el de la parte rectangular de magnitudes conocidas y disposición de armaduras conocidas, la exclusiva incógnita es la armadura total.

Para el diseño y comprobación de este tipo de sección se tiene el siguiente procedimiento de cálculo:

- Ábacos adimensionales en roseta

Para hacer el cálculo, cuando las partes que se hallan sometidas a flexión esviada, se usarán los diagramas de iteración adimensionales en flexión recta.

Igualmente, que ahí, al variar la cuantía, se obtendrá para cada parte un grupo de diagramas de relación (N, M), aquí se recibe un grupo de áreas de relación (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 parte rectangular, cualesquiera que sean sus magnitudes y la resistencia del hormigón. El dimensionamiento de una parte es inmediato si disponemos de una roseta preparada para la misma disposición de armaduras, recubrimientos relativos y límite flexible del acero.

- Procedimiento de cálculo

a) 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.

b) Determinar la capacidad mecánica del hormigón.

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

c) Calcular los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} \quad \mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y} \quad \mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

d) Definir los valores de momento reducido

$$\mu_1 > \mu_2$$

e) Determinar la cuantía mecánica ω

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

f) Determinar la capacidad mecánica de la armadura total.

$$U_{total} = w * U_c$$

g) Calcular la armadura total de acero

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}}; \quad A_{total} = \frac{w * h_x * h_y * f_{cd}}{f_{yd}}$$

- h) Es necesario verificar si la sección resiste frente al pandeo; para esto se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{e_x}{e_{x \max}} + \frac{e_y}{e_{y \max}} \leq 1$$

Excentricidad total en la dirección X-X.

$$e_{x \max} = \left(e_y + \frac{\beta * h * e_x}{b} \right) + e_{fx} + e_{ax}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} ; \quad e_{ax} = \frac{b}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{b + 20 * e_x}{b + 10 * e_x} \right] \frac{I_0^2 * 10^{-4}}{b}$$

Excentricidad total en la dirección Y-Y

$$e_{y \max} = \left(\frac{b * e_y}{h} + \beta * e_x \right) + e_{fy} + e_{ay}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} ; \quad e_{ay} = \frac{h}{20} \geq 2cm$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] \frac{I_0^2 * 10^{-4}}{h}$$

Donde:

b, h = Es la dimensión de la pieza en la dirección del plano X y Y.

l_o = Longitud de pandeo.

e_{ay} = Excentricidad accidental en el plano que se analiza.

e_{fy} = Excentricidad ficticia en el plano que se analiza.

β = Una constante cuyos valores están en función del axial reducido v.

2.6.3.4. Diseño de Losas

2.6.3.4.1. Losa alivianada con viguetas pretensadas

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión.

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

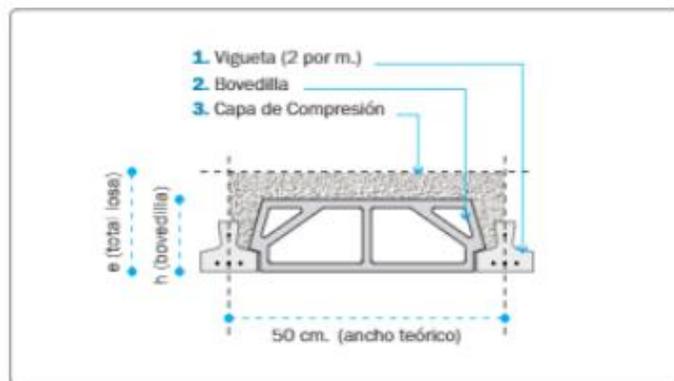
La losa de compresión es el concreto colocado en obra con el acero de refuerzo requerido, el cual queda encima de las viguetas y bovedillas, siendo su función estructural integrar y dar continuidad al sistema.

- **Viguetas pretensadas de hormigón**

Las viguetas son elementos semi resistentes pues en sí mismas no constituyen una estructura, debiendo complementarse con la capa de compresión; las viguetas tienen una sección de hormigón constante y su forma es la de una T invertida

Constituyen la armadura de la losa ya que tienen por función absorber las tracciones que se producen en el forjado.

Figura 2. 8 Componentes de una losa alivianada con viguetas pretensadas



Fuente: Manual para la construcción de losas alivianadas de viguetas pretensadas.

Los materiales utilizados para la fabricación de la vigueta pretensada tienen características muy superiores a las fabricadas con hormigones convencionales, por lo que generan elementos de mayor calidad y resistencia.

La resistencia de las viguetas varía según la cantidad de armadura y la excentricidad de las cargas de pretensado, diferenciándose de esta forma las series de producción estándar que se adecúan a los requerimientos de cálculo.

- **Bovedillas**

Su función dentro del forjado es solamente de relleno y su altura define el espesor de la losa, y por lo tanto la rigidez y resistencia de la misma, de acuerdo con la luz libre y la carga a la cual va a estar solicitada. Estas bovedillas pueden ser de hormigón, cerámico o poliestireno expandido.

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas; de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables. En la tabla 2.14 se puede apreciar el espaciamiento y la altura de la bovedilla.

Tabla 2. 14 Espaciamiento y altura de Viguetas Pretensadas

DESCRIPCION	REFERENCIA	DIMENSIONES (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-55-58-60	62-70-72
Altura de Complemento	h ₁	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	h ₂	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

Fuente: Ficha técnica Concrettec

Para tener mayor capacidad de carga en las losas se puede hacer uso del colocado de vigueta doble, incrementando la sección de los nervios resistentes.

- **Carga de muros**

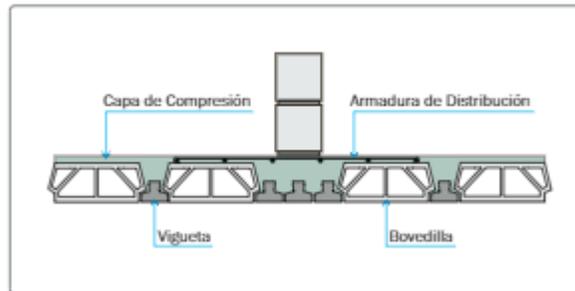
En el caso de entresijos, deberán tenerse en cuenta las cargas de muros debido a que pueden llegar a constituir cargas importantes. Se presentan dos casos:

- Tabiques paralelos a las viguetas**

Para muros livianos paralelos a las viguetas, siempre y cuando la carga no sea muy elevada, se puede disponer de una sola vigueta reforzando la zona de apoyo con armaduras que distribuyan la carga.

Para muros de mayor peso la carga se absorberá colocando 2 ó 3 viguetas juntas y en correspondencia con el muro, verificándose las tensiones de compresión en el hormigón. Lo expuesto se puede ver en la figura 2.9.

Figura 2. 9 Muros paralelos a la vigueta

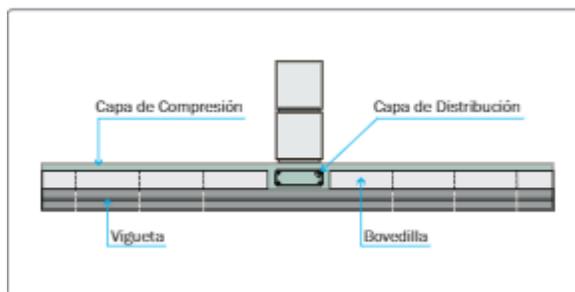


Fuente: Manual para la construcción de losas alivianadas de viguetas pretensadas.

b) Muros transversales a las viguetas.

Se consideran como una carga concentrada, debiéndose tener en cuenta en el cálculo del entrepiso, para hallar las características del forjado. Constructivamente se colocará armadura transversal de distribución, que puede ir aplicada a la capa de compresión. Lo expuesto se puede ver en la figura 2.10

Figura 2. 10 Muros transversales a las viguetas



Fuente: Manual para la construcción de losas alivianadas de viguetas pretensadas.

2.6.3.5. Fundaciones

Las zapatas, que son cimentaciones que se disponen para zonas aisladas de la estructura, constituyen el tipo más frecuentemente utilizado y se emplean cuando el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas que le transmiten la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de tener asientos diferenciales significativos entre las distintas partes de ésta.

Las zapatas se clasifican, en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo, de acuerdo al tipo:

Tipo I rígidas: Incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación V_{max} , es medido en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a 2 h.

Tipo II flexibles: Incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a 2 h, en alguna de las direcciones principales.

En el diseño de zapatas aisladas se sigue un proceso de cálculo el cual se presenta a continuación.

Dimensionamiento

Los datos necesarios para el cálculo de zapatas son:

M_x = Momento en el eje x

M_y = Momento en el eje y

H_y = Cortante en el eje y

H_x = Cortante en el eje x

N' = Carga total que llega a la zapata

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo

Se procede a dimensionar la zapata

$$A = a * b = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * \sigma_{adm}}{100}$$

$$A = a * b \rightarrow a = b \rightarrow a = \sqrt{A}$$

Donde:

N = La carga centrada de servicio (sin mayorar)

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo

A = Área de la zapata

Se determina el canto útil necesario para la zapata, para que de esta manera se conozca la altura total de la zapata, teniendo en cuenta que esta no debe ser menor a 30 cm, caso contrario se adopta los 30 cm como altura de zapata.

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b}$$

$$d = \frac{1.1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v$$

Se debe realizar una comprobación de las tensiones en el suelo, que éstos no sobrepasen la tensión admisible del terreno, caso contrario se debe cambiar el dimensionamiento de las zapatas.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_1 = \frac{N}{a * b} \pm \frac{6 * Mx}{a * b^2} \pm \frac{6 * My}{a^2 * b}$$

Una vez determinadas las dimensiones que tendrá la zapata, calculamos el peso propio real de la zapata con la siguiente fórmula:

$$Pp = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata.

$$N' = N + Pp$$

Cada fuerza cortante actuante en la zapata, genera un momento flexor y éste, sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$Mx' = Mx + Qx * h$$

$$My' = My + Qy * h$$

Con estos nuevos momentos corregidos se comprueban los esfuerzos que estos no sean mayores a la tensión admisible del suelo.

Una vez realizada la verificación de los esfuerzos en los extremos de la zapata, se procede a realizar las verificaciones de estabilidad.

Verificación al vuelco

$$Y_x = \frac{N'}{My'} * \frac{a}{2} > 1.5$$

$$Y_y = \frac{N'}{Mx'} * \frac{b}{2} > 1.5$$

Verificación al deslizamiento

Para suelos cohesivos (arcillas)

$$\frac{A * Cd}{Vx} \geq 1.5$$

$$\frac{A * Cd}{Vy} \geq 1.5$$

Para suelos sin cohesión (arena)

$$\frac{(N + Pp) * \text{tag}(\varphi)}{Vx} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + Pp) * \text{tag}(\varphi)}{Vy} \geq 1.5$$

Donde:

N= Esfuerzo normal en la cara superior de la cimentación.

V= Esfuerzo cortante en la cara superior de la cimentación.

Cd= 0.5c = Valor de cálculo de la cohesión.

Pp = Peso propio de la cimentación.

A= Área de la base de la cimentación

Cálculo de la Armadura

Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo se debe a la carga del terreno $\sigma_1 = N/(a * b)$, que es:

$$\gamma_f = 1.6$$

$$M_{d1} = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

Se procede a determinar la armadura necesaria en las zapatas y la disposición que tendrán éstas.

$$\mu_{d1} = \frac{M_{d1}}{a * d^2 * f_{cd}}$$

$$\omega = \mu_{d1} * (1 + \mu_{d1})$$

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

- Cálculo de la armadura mínima

$$A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

2.6.4. Estructuras complementarias

2.6.4.1. Escaleras

Las escaleras son elementos estructurales que nos permiten comunicar dos espacios diferentes que se hayan separado por una distancia determinada, las escaleras se encuentran apoyadas en sus extremos, consta de planos horizontales sucesivos. Los principales elementos de una escalera son:

Huella: Es el ancho del escalón, medido en planta, entre dos contrahuellas sucesivas. La huella oscila entre los 24 y 30 cm, esto para que pueda apoyarse el pie por completo

Contrahuella: Parte vertical del escalón. La altura de la contrahuella está comprendida entre los 15 a 20 cm.

Rellano: Es la porción horizontal en que termina cada tramo de escalera; debe tener la misma anchura que el ámbito de los tramos.

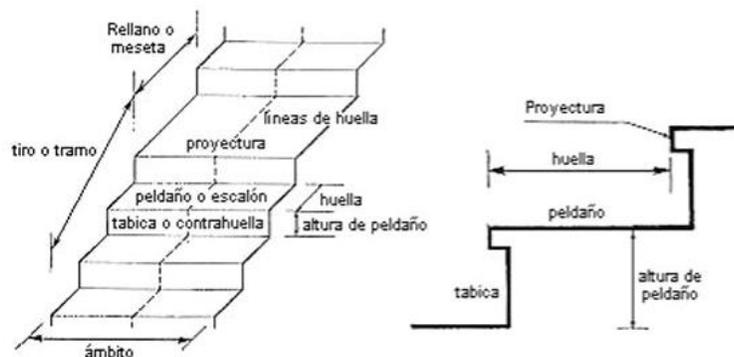
Línea de huella: Es una línea imaginaria que divide por la mitad una escalera recta.

Proyectura: El plano de apoyo de un peldaño puede tener una proyectura (nariz) sobre el inferior inmediato. Suele estar comprendido entre 2 y 5 cm.

Ámbito: Es la longitud de los peldaños, o sea la anchura de la escalera.

Tiro o tramo: Es una sucesión continua de peldaños.

Figura 2. 11 Partes de una escalera



Fuente: Página Web

2.7. Estrategia para la ejecución del proyecto

Para poder obtener una adecuada ejecución del proyecto se debe realizar una programación, estudio y evaluación del proyecto siguiendo los parámetros que se establece en la normativa boliviana.

2.7.1. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son el conjunto de actividades necesarias para la realización de un proyecto en las cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras. Forman parte importante del proyecto complementando lo indicado en los planos y en el contrato de obra.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo
- Método constructivo
- Disposición administrativa
- Medición y forma de pago

2.7.2. Cómputos métricos

Todo proyecto debe incluir un detallado completo del cómputo métrico de las cantidades tanto de hormigón, acero y demás materiales necesarios para la construcción. 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.

2.7.3. Precios unitarios

Los precios unitarios de obra se calculan en base a las especificaciones técnicas, cómputos métricos, planos arquitectónicos y estructurales realizando el análisis de cada ítem que forma parte de la obra con los volúmenes correspondientes a cada actividad, estableciéndose en cantidades matemáticas que se engloban en un total.

Los precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros

Costos directos de cada ítem

- Materiales
- Mano de obra
- Maquinaria, equipo y herramientas
- Beneficios sociales

Costos indirectos

- Gastos generales e imprevistos
- Utilidad
- Impuestos

2.7.4. Presupuesto

Un presupuesto es el valor total estimado del costo que tendrá una construcción al ser terminada; la exactitud de la misma dependerá en mayor medida al desglose de los elementos que constituyen la construcción, cada uno de ellos se halla condicionando a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación.

2.7.5. Planeamiento y cronograma de obra

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra. Partiendo de aquí se puede entender como planificación a la formulación de un proyecto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización proyecto. Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo, aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Los métodos para realizar la programación de una obra son:

- Diagrama de barras
- Método de la ruta crítica CPM
- Curvas de producción acumulada

- PERT
- Diagrama de tiempo y espacio
- Red de procedencias

Para el proyecto se utilizará el diagrama de GANTT o diagrama de barras, para realizar el planeamiento y cronograma de obra.

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL PROYECTO

3. CAPÍTULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Generalidades

En este capítulo se abordará la ingeniería del proyecto en el cual se realizará el análisis, dimensionamiento y cálculo de los distintos elementos estructurales, los cuales se presentaron en el capítulo II. Se diseñará los elementos estructurales aplicando las normativas y metodologías mencionadas en dicho capítulo. El cálculo se realizará a los elementos más solicitados de la estructura.

3.2. Análisis del levantamiento topográfico

Se realizó el levantamiento topográfico en el terreno con la ayuda del equipo topográfico, el cual fue la estación total de marca Sokkia, modelo SDL50, proporcionado por el gabinete de topografía de la Carrera de Ingeniería Civil, perteneciente a la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, teniendo certificación de la prestación del equipo otorgada por el encargado de gabinete.

Del levantamiento topográfico se realizaron 60 puntos para enmarcar el área del terreno donde se emplazará la construcción; dichos puntos se utilizaron para obtener las curvas de nivel del terreno el cual presentaba una topografía plana. Ver A-1 Levantamiento topográfico, pág. 2

3.3. Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue proporcionado por el propietario, el cual hizo realizar el estudio de suelos con una empresa privada donde se registran los siguientes resultados

Tabla 3. 1 Resultados del estudio de Suelos

Sondeo	Profundidad (m)	δ_{Adm} (Kg/cm ²)
S-01	2,00	1,88
S-01	5,00	5,13
S-01	6,00	5,78
S-02	2,00	2,53
S-02	4,00	4,31

Fuente: Elaboración propia

Los resultados de los ensayos proporcionados por la empresa consultora que realizo el estudio de suelos nos ayudan a poder conocer el tipo de suelo en el cual se realizara la fundación. Ver A-2 Estudio de suelos pág. 4

3.4. Análisis del diseño arquitectónico

El diseño arquitectónico que presenta esta estructura la cual está pensado como ambientes de hogar, que sean amplios, cómodos y sobre todo seguros para las familias; cada ambiente para las familias cuenta con dormitorios, baños, cocinas y salas de recreación.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por el propietario interesado.

3.5. Planteamiento estructural

3.5.1. Análisis de alternativa

La alternativa propuesta es la que se presenta ya en los planos arquitectónicos del edificio multifamiliar, viendo que esta alternativa es la más adecuada para este tipo de edificaciones tanto en lo económico como en la parte de seguridad del mismo edificio como de los beneficiarios.

Esta alternativa se compone de la siguiente manera:

Cubierta: Planta de losa alivianada con viguetas pretensadas y planta con cubierta metálica.

Entrepiso: Losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de plastoformo.

Estructura de sustentación: Estructura porticada conformada por vigas y columnas de hormigón armado.

Fundaciones: Muro de contención de hormigón armado y zapatas aisladas centrales.

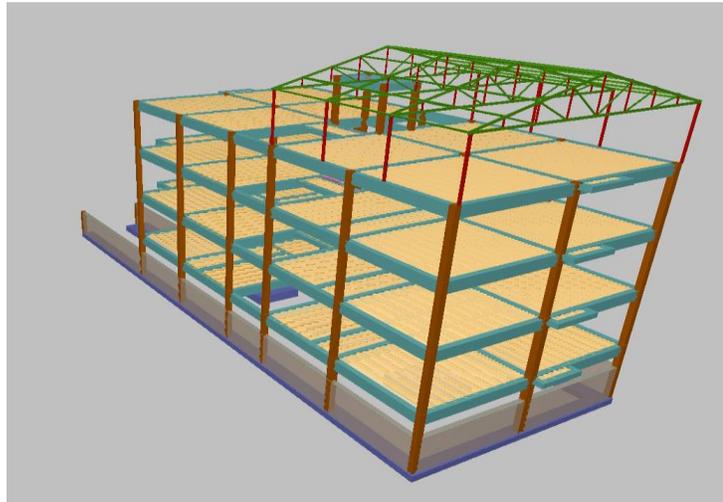
3.5.2. Alternativa seleccionada

3.5.2.1. Esquema estructural

De la alternativa seleccionada para realizar el diseño estructural se tiene a los diferentes elementos estructurales descritos anteriormente para lo cual se dará uso al Software

Cypecad donde se modela la estructura como un pórtico espacial en 3D en el cual se observa las estructuras que forman parte del diseño estructural, como se muestra en la figura 3.1.

Figura 3. 1 Estructura Vista en 3D



Fuente: Software Cypecad

Del modelado en 3D se puede identificar los niveles con los que cuenta la edificación, dichos niveles se muestran en la siguiente Tabla 3.2

Tabla 3. 2 Altura de pisos de la edificación

Nom...	Categoría de uso	Q (kN/m ²)	CM (kN/m ²)	Proceso constructivo
	Uso 3	1.47	1.67	Editar
Cubier...	Uso 3	1.96	1.80	Editar
2 do P...	Uso 3	1.96	1.80	Editar
1 er Piso	Uso 3	1.96	1.80	Editar
Planta...	Uso 3	1.96	1.80	Editar
Nivel ...	Uso 3	0.00	0.00	Editar
Ciment...	Uso 3	1.96	1.96	

Categorías de uso	
3. Cubiertas	

 A diagram showing a cross-section of a building. It consists of several horizontal layers representing floors and a foundation at the bottom. The foundation is yellow with a pattern of small circles. The building is shown in gray.

Fuente: Elaboración propia

3.5.3. Materiales Empleados

Los materiales que se utilizarán para los elementos estructurales como ser zapatas, columnas, vigas y escaleras serán con los siguiente:

- Estructura de Hormigón Armado

Hormigón: $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ Control Normal

Acero: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ Control Normal

Para la verificación de los elementos estructurales se trabajará con esos valores

- Estructura de sustentación de cubierta

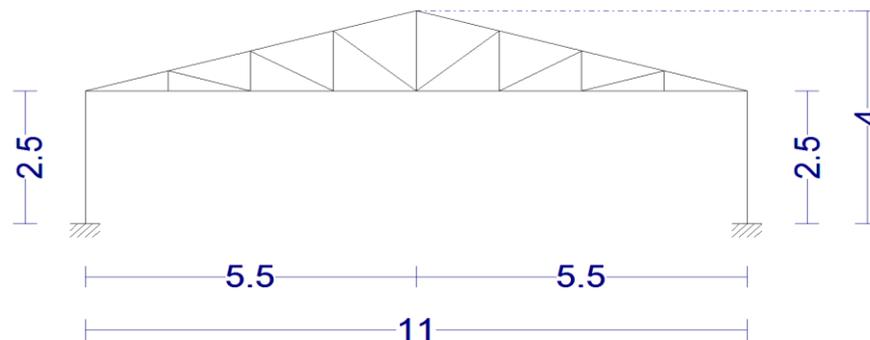
Acero laminado ASTM A36

3.5.4. Diseño de la estructura de cubierta

El diseño de estructura de sustentación de cubierta será metálico con perfil costanera y el tipo de cercha tipo Howe, cuyas dimensiones se muestran en la figura 3.2. La pendiente de la cubierta será del 15.25°

Los envoltentes de todos los elementos de la cercha se encuentran en anexos. Ver A-4-8.

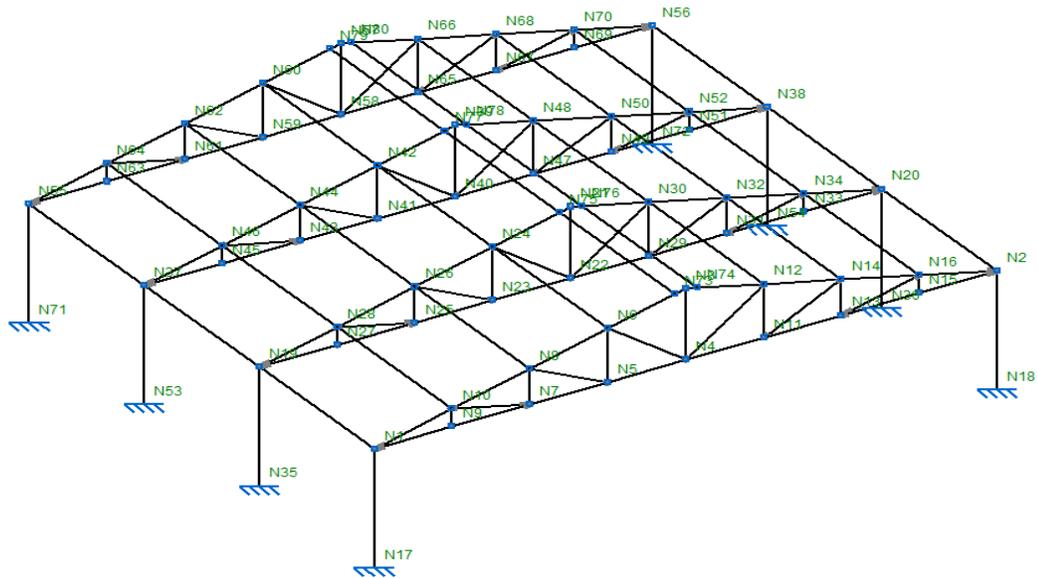
Figura 3. 2 Cercha tipo Howe



Fuente: Elaboración propia

Cada cercha estará a una distancia de separación de 3.2 metros, divididas en tres vanos para cubrir toda la superficie de cubierta; éstas serán unidas con correas que fijarán la estructura impidiendo que se mueva, estas correas estarán a una distancia de 1.40 metros respectivamente.

Figura 3. 3 Estructura metálica en 3D



Fuente: Elaboración propia

Carga actuante sobre la cubierta

Material de cubierta Calamina N° 28

Peso 2.45 kg/m²

Las correas y la cercha tendrán dimensiones de perfiles distintas, ya que deben soportar las condiciones más desfavorables y estarán en función a dichas solicitaciones; de esta manera se usará el perfil C 80*40*2 mm para las correas. Por otra parte, el peso propio de los elementos es considerado automáticamente por el programa Cype3d.

Peso propio 10 kg/m²

Sobrecarga: Se adoptará una sobrecarga de 160 kg, considerando el peso de dos personas que estarán realizando trabajos sobre la cubierta.

Carga de viento: 21.1 m/s

Ángulo de inclinación de la cercha 15.25°

Presión dinámica del viento

$$w = \frac{v^2}{16} = \frac{21.1^2}{16} = 27.82 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de viento

$$q = C * W$$

C= coeficiente eólico (depende del ángulo y dirección del viento)

W= presión dinámica del viento Kg/m²

Tabla 3. 3 Coeficientes de Barlovento y Sotavento

Coeficientes de Barlovento y Sotavento		
Ángulo	Barlovento C1	Sotavento C2
90°	0,8	-0,4
80°	0,8	-0,4
70°	0,8	-0,4
60°	0,8	-0,4
50°	0,6	-0,4
40°	0,4	-0,4
30°	0,2	-0,4
20°	0	-0,4
10°	-0,2	-0,4
0°	-0,4	-0,4

De la tabla 3.3 se realiza la interpolación entre los valores de C1 y C2 de acuerdo al ángulo de inclinación de la cercha de 15.25° y se tiene como resultado:

$$\text{Barlovento; } C_1 = -0.095$$

$$\text{Sotavento: } C_2 = -0.40$$

$$q_1 = -0.095 * 27.82 = -2.64 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = -0.4 * 27.82 = -11.13 \text{ kg/m}^2$$

Carga de Granizo

Se considerará un espesor de capa de granizo de 5 cm y adoptando un peso específico de hielo de 900 kg/m^3 , se tendrá una carga de granizo;

$$q_g = 900 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} = 45 \text{ kg/m}^2$$

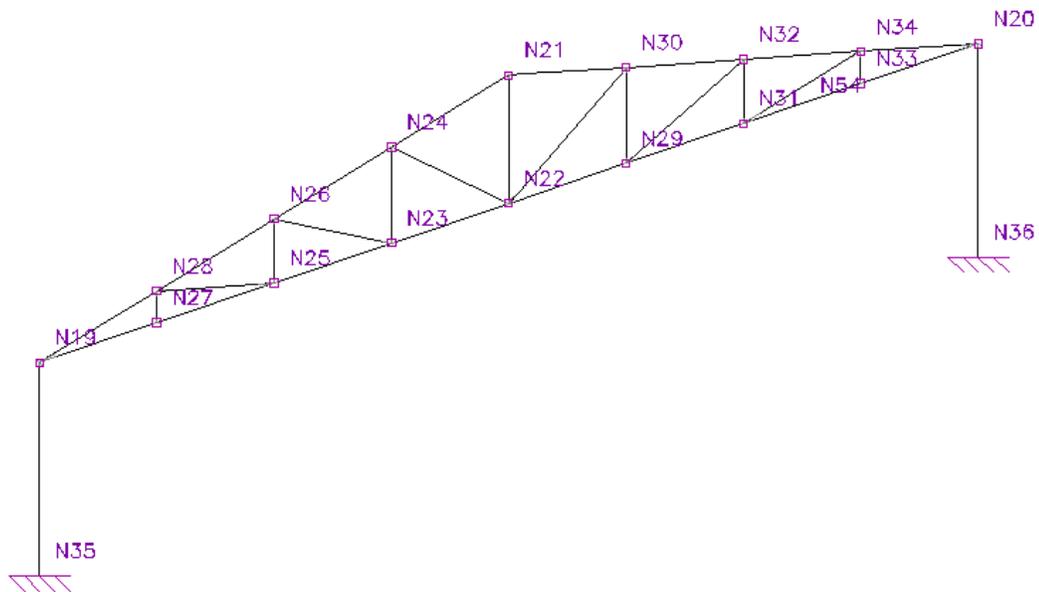
Disposición de correas

Separación entre correas $S= 1.38 \text{ m}$

Largo de correa $L_c= 3.20 \text{ m}$

En la siguiente figura 3.4 se muestra la disposición de los elementos para obtener sus envolventes correspondientes a esos nudos.

Figura 3. 4 Disposición de Nudos en Cercha



Fuente: Elaboracion propia

Carga lineal sobre la correa

Como la cercha es simétrica en cuanto a sus dimensiones se realizará la comprobación de un tipo de acciones ya sea que ésta que se encuentre a tracción, compresión u otros. Para esto se presenta la siguiente tabla de las envolventes de los esfuerzos en las barras correspondientes a la cercha en estudio.

Tabla 3. 4 Envoltentes de esfuerzos de cubierta metálica

Envoltentes de esfuerzos en las barras						
Barra	N (tn)	Vy (tn)	Vz (tn)	Mt (tn*m)	My (tn*m)	Mz (tn*m)
N20/N34	-3.941	0.003	0.386	0.000	0.126	0.002
N34/N32	-4.151	0.000	0.010	0.000	-0.057	0.001
N32/N30	-3.475	0.000	0.000	0.000	-0.034	0.001
N30/N76	-2.753	-0.002	-0.167	0.000	0.028	0.005
N19/N28	-3.857	0.008	-0.010	0.000	0.087	-0.009
N28/N26	-4.157	0.000	-0.010	0.000	0.058	-0.002
N26/N24	-3.529	-0.003	-0.189	0.000	-0.025	-0.003
N24/N75	-2.838	-0.002	-0.158	0.000	-0.017	-0.004
N22/N21	1.104	-0.003	0.000	0.000	0.000	0.008
N23/N24	0.333	0.001	-0.015	0.000	0.008	0.001
N22/N24	-0.832	0.005	-0.003	0.000	0.001	-0.004
N25/N26	0.059	-0.001	-0.036	0.000	0.012	0.002
N23/N26	-0.700	-0.003	0.001	0.000	-0.003	-0.004
N27/N28	-0.219	-0.003	0.290	0.000	0.041	-0.003
N25/N28	0.001	-0.002	0.009	0.000	-0.014	0.001
N29/N30	0.329	0.001	0.015	0.000	-0.009	0.003
N22/N30	-0.825	0.002	0.000	0.000	0.002	0.005
N31/N32	0.061	-0.002	0.034	0.000	-0.012	0.003
N29/N32	-0.700	0.001	0.000	0.000	0.003	0.002
N33/N34	-0.219	-0.003	-0.289	0.000	-0.041	-0.003
N31/N34	-0.003	0.000	-0.009	0.000	0.014	0.001
N35/N19	-1.611	0.000	0.204	0.021	-0.316	0.014
N36/N20	-1.610	-0.001	-0.207	0.000	0.318	0.000
N19/N27	3.511	-0.004	-0.180	0.000	0.115	0.000
N27/N25	3.800	-0.001	0.040	0.000	0.063	-0.004
N25/N23	3.767	0.002	0.007	0.000	0.012	-0.005
N23/N22	3.138	0.004	0.023	0.000	-0.008	-0.005
N22/N29	3.131	0.001	-0.018	0.000	0.019	0.003
N29/N31	3.760	-0.001	-0.001	0.000	0.015	0.002
N31/N33	3.795	0.001	-0.039	0.000	0.062	-0.001
N33/N20	3.506	0.005	0.179	0.000	0.113	0.004

Fuente: Elaboración propia

Se tiene $\frac{Pu}{\varphi_T * f_y * A} \leq 1$

$$A_{min} \leq \frac{Pu}{\varphi_T * f_y} \quad \text{Cumple}$$

$$A_{min} = \frac{1104}{0.9 * 2530} = 0.48 \text{ cm}^2$$

- Se verifica el área de la sección adoptada

$$A \geq A_{min} \quad 3.12 \text{ cm}^2 \geq 0.48 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

- Verificación de la condición del método LRFD

$$\frac{Pu}{A} \leq \varphi_t * f_y \quad \text{Cumple}$$

$$353.84 \leq 2277 \quad \text{Cumple}$$

- Radio de Giro

$$r_{xx} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = \sqrt{\frac{17.76}{3.12}} = 2.39 \text{ cm}$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{7.15}{3.12}} = 1.514 \text{ cm}$$

Se escoge el radio de giro menor en este caso

$$r_{min} = 1.514 \text{ cm}$$

- Esbeltez de la pieza

$$\lambda = \frac{K * L}{r * \pi} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{1 * 150}{1.541 * \pi} = 31.54 \leq 200 \quad \text{Cumple}$$

- Clasificación de la pieza

$$\lambda = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \begin{cases} \lambda_c \leq 1.50 \text{ Pieza corta} \\ \lambda_c > 1.50 \text{ Pieza larga} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1 * 150}{1.541 * \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2100000}} = 1.09 \leq 1.5 \text{ Pieza corta}$$

- Trabajabilidad de la pieza

$$\eta_T = \frac{P_u}{P_c} * 100 \quad \eta_T = \frac{1104}{7.104,24} * 100 = 15.54 \%$$

A continuación, se presenta una tabla de diseño con todos los elementos sometidos a tracción de la cercha en estudio. Como este tipo de cercha es simétrica se realizará las verificaciones de un lado de la cercha ya que para el otro tramo se repetirá.

Tabla 3. 5 Elementos sometidos a tracción

Nudos	L (m)	Pu (kg)	Pn (kg)	Pc (kg)	A min	Ag (cm2)	$\frac{P_u}{A} \leq \varphi_t * f_y$
N22/N21	1,5	1104,00	7893,60	7104,24	0,48	3,12	Si cumple
N23/N24	0,95	333,00	7893,60	7104,24	0,15	3,12	Si cumple
N25/N26	0,63	59,00	7893,60	7104,24	0,03	3,12	Si cumple
N25/N28	0,32	1,00	7893,60	7104,24	0,00	3,12	Si cumple
N19/N27	1,23	3511,00	14421,00	12978,9	1,54	5,70	Si cumple
N27/N25	1,23	3800,00	14421,00	12978,9	1,67	5,70	Si cumple
N25/N23	1,23	3767,00	14421,00	12978,9	1,65	5,70	Si cumple
N23/N22	1,23	3138,00	14421,00	12978,9	1,38	5,70	Si cumple

rx (cm)	ry (cm)	r min (cm)	λ	$\lambda \leq 200$	λ_c	Tipo de pieza	η_T
2,39	1,514	1,514	31,54	Si cumple	1,09	Pieza corta	15,54
2,39	1,514	1,514	19,98	Si cumple	0,69	Pieza corta	4,69
2,39	1,514	1,514	13,25	Si cumple	0,46	Pieza corta	0,83
2,39	1,514	1,514	6,73	Si cumple	0,23	Pieza corta	0,01
3,83	1,435	1,435	27,28	Si cumple	0,95	Pieza corta	27,05
3,83	1,435	1,435	27,28	Si cumple	0,95	Pieza corta	29,28
3,83	1,435	1,435	27,28	Si cumple	0,95	Pieza corta	29,02
3,83	1,435	1,435	27,28	Si cumple	0,95	Pieza corta	24,18

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.3. Diseño a compresión

Nudo inicial: N19

Acero laminado A36

Nudo final: N28

Tipo de perfil: CF 100*40*3mm

Datos

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

límite elástico mínimo especificado

$E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero

$\phi_t = 0.85$

Factor de resistencia a compresión.

$A = 5.70 \text{ cm}^2$

Área bruta de la sección utilizada.

$L = 1.36 \text{ m}$

Longitud de la barra

$K = 1.00$

$P_u = 3857 \text{ kg}$

Carga última de compresión en la barra

$I_{xx} = 83.51 \text{ cm}^4$

Inercia I_{xx}

$I_{yy} = 11.74 \text{ cm}^4$

Inercia I_{yy}

Proceso de calculo

- Estimación del área mínima necesaria

Esfuerzo crítico

$$F_{cr} \approx \frac{2}{3} * f_y = \frac{2}{3} * 2530$$

$$F_{cr} = 1.686.67 \text{ kg}$$

- Determinación del área mínima necesaria de la sección

$$A_{min} = \frac{P_u}{\phi_c * F_{cr}} = \frac{3857}{0.85 * 1.686,67} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Se debe cumplir que

$$A \geq A_{min} \quad 5.7 \geq 1.79$$

- Radio de Giro

$$r_x = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = \sqrt{\frac{83.51}{5.7}} = 3.81 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{11.74}{5.7}} = 1.43 \text{ cm}$$

Se escoge el radio de giro menor en este caso

$$r_{min} = 1.43 \text{ cm}$$

- Esbeltez de la pieza

$$\lambda = \frac{K * L}{r * \pi} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{1 * 136}{1.43 * \pi} = 30.27 \leq 200 \text{ Cumple}$$

- Clasificación de la pieza

$$\lambda = \frac{K * L}{r * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \begin{cases} \lambda_c \leq 1.50 \text{ Pieza corta} \\ \lambda_c > 1.50 \text{ Pieza larga} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1 * 136}{1.43 * \pi} * \sqrt{\frac{2530}{2.100.000}} = 1.05 \leq 1.5 \text{ Pieza corta}$$

Esfuerzo critico elástico de pandeo será el valor menor de F_e respecto a los ejes analizados.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

$$F_{e_x} = \frac{\pi^2 * 2100000}{\left(\frac{1 * 136}{3.81}\right)^2} = 16.303 \text{ kg}$$

$$F_{e_y} = \frac{\pi^2 * 2.100.000}{\left(\frac{1 * 136}{1.43}\right)^2} = 2.291,91 \text{ kg}$$

Se adopta el menor valor

$$F_{e_y} = 2.291,91 \text{ kg}$$

- Esfuerzo crítico de pandeo

$$\text{Caso a) } F_e \geq 0.44 * F_y \quad \text{Entonces} \quad F_{cr} = (0.658^{\frac{f_y}{F_e}}) * f_y$$

$$\text{Caso b) } F_e < 0.44 * F_y \quad \text{Entonces} \quad F_{cr} = 0.877 * F_e$$

Se analiza en qué caso se encuentra el elemento para poder determinar F_{cr}

La barra se encuentra en el Caso A

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{2530}{2291.91}}) * 2530 = 1.593,91 \text{ kg}$$

- Resistencia normal por compresión

$$P_n = F_{cr} * A = 1.593,91 * 5.7$$

$$P_n = 9.149,04 \text{ kg}$$

- Resistencia nominal a compresión

$$P_c = \varphi_c * P_n = 0.85 * 9.149,04$$

$$P_c = 7.776,69 \text{ kg}$$

- Condición del método LRFD

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 1 \quad \frac{3857}{7.776,69} = 0.495 \leq 1 \text{ Cumple}$$

- Trabajabilidad de la pieza

$$\eta_T = \frac{3857}{7.776,69} * 100 = 49.6 \%$$

Se presenta una tabla de diseño con todos los elementos sometidos a compresión de la cercha en estudio.

Tabla 3. 6 Elementos sometidos a compresión

Nudos	L (m)	Pu (kg)	Fcr 1 (kg/cm ²)	A min	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	r min (cm)	λ	$\lambda \leq 200$	λ_c	Tipo de pieza
N19/N28	1,36	3857,00	1686,67	1,79	5,7	3,81	1,43	1,43	30,27	Si cumple	1,05	Pieza corta
N28/N26	1,36	4157,00	1686,67	1,93	5,7	3,81	1,43	1,43	30,27	Si cumple	1,05	Pieza corta
N26/N24	1,36	3529,00	1686,67	1,64	5,7	3,81	1,43	1,43	30,27	Si cumple	1,05	Pieza corta
N24/N21	1,36	2838,00	1686,67	1,32	5,7	3,81	1,43	1,43	30,27	Si cumple	1,05	Pieza corta
N22/N24	1,28	832,00	1686,67	0,39	3,12	2,39	1,51	1,51	26,91	Si cumple	0,93	Pieza corta
N23/N26	1,18	700,00	1686,67	0,33	3,12	2,39	1,51	1,51	24,81	Si cumple	0,86	Pieza corta
N27/N28	1,16	219,00	1686,67	0,10	3,12	2,39	1,51	1,51	24,39	Si cumple	0,85	Pieza corta
N35/N19	2,5	1611,00	1686,67	0,75	3,12	3,81	1,43	1,43	55,64	Si cumple	1,93	Pieza larga
N36/N20	2,5	1610,00	1686,67	0,75	3,12	3,81	1,43	1,43	55,64	Si cumple	1,93	Pieza larga

Fex (kg/cm ²)	Fey (kg/cm ²)	Fe (kg/cm ²)	Caso	Fcr (kg/cm ²)	Pn(kg)	Pc(kg)	$\frac{Pu}{Pc} \leq 1$	η_T
16303,00	2291,91	2291,91	Caso A	1593,91	9149,04	7776,69	Si Cumple	49,60
16303,00	2291,91	2291,91	Caso A	1593,91	9149,04	7776,69	Si Cumple	53,45
16303,00	2291,91	2291,91	Caso A	1593,91	9149,04	7776,69	Si Cumple	45,38
16303,00	2291,91	2291,91	Caso A	1593,91	9149,04	7776,69	Si Cumple	36,49
7200,91	2899,01	2899,01	Caso A	1755,83	5478,19	4656,46	Si Cumple	17,87
8473,12	3411,19	3411,19	Caso A	1854,82	5787,04	4918,98	Si Cumple	14,23
8767,81	3529,83	3529,83	Caso A	1874,27	5847,72	4970,56	Si Cumple	4,41
4824,65	678,26	678,26	Caso B	594,83	6828,65	5804,35	Si Cumple	27,76
4824,65	678,26	678,26	Caso B	594,26	6822,10	5798,79	Si Cumple	27,76

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.4. Diseño a flexo-compresión

Nudo inicial: 19

Acero laminado A36

Nudo final: 28

Tipo de perfil: CF 100*40*3mm

Datos

Fy= 2530 Kg/cm²

límite elástico mínimo especificado

E = 2100000 Kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero

 $\phi b = 0.90$

Factor de resistencia a tracción.

A = 3.12 cm²

Área bruta de la sección utilizada

Pu = 3857 kg

Carga última de compresión en la barra

$P_c = 7776.69 \text{ kg}$	Resistencia nominal a compresión
$M_{uy} = 87 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento último de sollicitación
$M_{uz} = 9 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento último de sollicitación
$Z_x = 13.85 \text{ cm}^3$	Módulo resistente plástico
$Z_y = 4.16 \text{ cm}^3$	Módulo resistencia plástica

- Momento nominal a flexión

$$M_{nx} = Z_x * f_y$$

$$M_{nx} = 13.85 * 2530 = 35.040,5 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{ny} = Z_y * f_y$$

$$M_{ny} = 4.16 * 2530 = 10.254,8 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Momento de diseño a flexión

$$M_c = \varphi_b * M_n$$

$$M_{cx} = 0.9 * 35040.5 = 31.535,46 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{cy} = 0.9 * 10254.8 = 9.472,32 \text{ kg} * \text{cm}$$

- Verificación según el método LRFD

Caso a) $F_e \geq 0.44 * F_y$ Entonces $\eta_T = \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$

Caso b) $F_e < 0.44 * F_y$ Entonces $\eta_T = \frac{P_u}{2 * P_c} + \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \leq 1$

Se analiza en qué caso se encuentra el elemento, en este caso A

$$\eta_T = \frac{3857}{7.776,69} + \frac{8}{9} * \left(\frac{8700}{3.536,45} + \frac{900}{9.472,32} \right) = 0.83 \leq 1$$

- Verificación de la condición según el caso analizado

$$\eta_T \leq 1 \quad \eta_T = \frac{3857}{7.776,69} = 0.496 \leq 1 \text{ Cumple}$$

Se presenta una tabla de diseño con todos los elementos sometidos a flexocompresión de la cercha en estudio.

Tabla 3. 7 Elementos sometidos a flexocompresión

Nudos	L (m)	Pu (kg)	Pc(kg)	Mux (kg*cm)	Muy (kg*cm)	Mnx (kg*cm)	Mny (kg*cm)	Mcx (kg*cm)	Mcy (kg*cm)	Caso	η_T	$\eta_T \leq 1$
N19/N28	1,36	3857,00	7776,69	8700,0	900,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,83	Cumple
N28/N26	1,36	4157,00	7776,69	5800,0	200,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,72	Cumple
N26/N24	1,36	3529,00	7776,69	2500,0	300,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,55	Cumple
N24/N21	1,36	2838,00	7776,69	1700,0	400,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,45	Cumple
N22/N24	1,28	832,00	4656,46	100,0	400,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,22	Cumple
N23/N26	1,18	700,00	4918,98	300,0	400,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,19	Cumple
N27/N28	1,16	219,00	4970,56	4100,0	300,0	35040,5	10525	31536,5	9472,32	Caso A	0,19	Cumple

Fuente: Elaboración propia

3.5.4.5. Diseño de la placa base

Una vez diseñados los miembros de la estructura metálica, ésta transmitirá las cargas a vigas y columnas; se ve por necesario asentar la estructura metálica sobre placas de acero. Los apoyos en la base de las columnas metálicas se encuentran sobre una placa de anclaje empotrada a las vigas de hormigón, uniendo la estructura con pernos de espera; permitiendo que la estructura tenga desplazamientos menores por la holgura de los huecos en la placa de anclaje.

Determinación de las dimensiones en planta de la placa base

Datos

$P_u = 1331$ kg Carga Mayorada = Reacción vertical sobre la estructura.

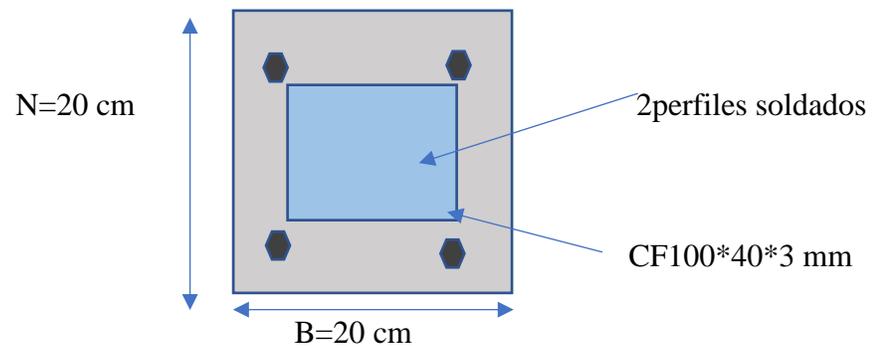
$f_{ck} = 200$ kg/cm² Resistencia a compresión del hormigón.

$A =$ Área de la placa

$$P_u = \phi_c * P_p = \phi_c * (0.85 * f_{ck} * A)$$

$$A = \frac{P_u}{(\phi_c * 0.85 * f_{ck})} = \frac{1331}{0.60 * 0.85 * 200} = 13.04 \text{ cm}^2$$

Se adoptará una dimensión de placa de 20*20 cm



Placa metálica 20*20 cm

Determinación del espesor de la placa base

$$t = (m.n) * \sqrt{\frac{2 * Pu}{0.9 * fy * A(placa)}}$$

$$m = \frac{N - 0.95 * d}{2} = \frac{20 - 0.95 * 8}{2} = 6.2 \text{ cm}$$

$$m = \frac{B - 0.80 * bf}{2} = \frac{20 - 0.80 * 10}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$t = (6.2) * \sqrt{\frac{2 * 1331}{0.9 * 2530 * 20 * 20}} = 0.335 \text{ cm}$$

$$t = (6) * \sqrt{\frac{2 * 1331}{0.9 * 2530 * 20 * 20}} = 0.324 \text{ cm}$$

El espesor de la placa calculado es insuficiente para las acciones a las que estará sometida toda la placa; es por tal motivo que se adoptará un espesor de placa de 10 mm.

La placa tendrá las siguientes dimensiones

PL 200mm*200mm*10 mm

3.5.4.6. Diseño de los pernos de anclaje

Los pernos de anclaje cumplen con la función de fijar la estructura metálica con la estructura de hormigón.

Se determina el área del perno de anclaje con la siguiente fórmula:

$$A_g = \frac{T_u}{0.75 * \phi_c * F_u}$$

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

$T_u = P_{uv} = 1331$ kg Es la fuerza aplicada al perno, fuerza axial sobre la placa.

F_u = Es la fuerza que resiste el perno, dada según el tipo de acero utilizado, para el caso de aceros A307, $F_u = 4080$ kg/cm²

$\phi_t = 0.75$ Factor de resistencia

$$A_g = \frac{1331}{0.75 * 0.75 * 4080} = 0.579 \text{ cm}^2$$

$$D_{perno} = \sqrt{\frac{4 * 0.579}{\pi}} = 0.858 \text{ cm} \approx 10 \text{ mm}$$

Se adoptarán pernos de 3/8 pulg, que son aproximadamente 10 mm para darle mayor rigidez a la unión placa base con el hormigón.

Área de la superficie requerida

$$A_{psf} = \frac{T_u}{4 * \phi_c * \sqrt{f_c}}$$

$$A_{psf} = \frac{1331}{4 * 0.75 * \sqrt{140}} = 37.49 \text{ cm}^2$$

Determinar la longitud del perno de anclaje

$$L = \sqrt{\frac{A_{psf}}{\pi}} = \sqrt{\frac{37.49}{\pi}}$$

$$L = 3.45 \text{ cm}$$

Tabla 3. 8 Longitud mínima de anclaje

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	12 <i>d</i>	5 <i>d</i> > 4 in.
A325, A449	17 <i>d</i>	7 <i>d</i> > 4 in.

$$12 d = 12 * 10 = \mathbf{120 \text{ mm}}$$

$$5 d = 60 \text{ mm}$$

Se ve por conveniente adoptar una longitud de anclaje de 30 cm.

3.5.5. Determinación de las cargas actuantes en la estructura

Las cargas actuantes en la estructura que se consideraron en el diseño estructural fueron las siguientes:

- Peso propio
- Carga muerta
- Sobrecarga de uso
- Carga de viento

3.5.5.1. Peso propio

El peso propio de la estructura se obtiene del programa Cypecad el cual considera para el diseño estructural, por tanto, no es necesario calcularlo.

3.5.5.2. Carga muerta

La carga muerta que se aplicará será igual en todos los niveles en los que se considera el peso debido a la carpeta de nivelación, mortero, cerámico y cielo raso.

- Carpeta de Nivelación de Hormigón (planta baja, primer y segundo nivel)

Altura de la carpeta: $h = 5 \text{ cm}$.

Peso específico del Hormigón = $2400 \text{ Kg/m}^3 = 23.535,96 \text{ N/m}^3$

La carga permanente por la carpeta de nivelación será:

CM_1 Carpeta de nivelación = $23535,96 \text{ N/m}^3 * 0,05 \text{ m} = 1.176,80 \text{ N/m}^2$

$CM_1 = 1176.80 \text{ N/m}^2$

- Mortero (planta baja, primer y segundo nivel)

Altura del Mortero = 1cm

Peso específico del Mortero = $2100 \text{ Kg/m}^3 = 20.593,97 \text{ N/m}^3$

La carga permanente por el mortero será:

CM_2 mortero = $20.593,96 \text{ N/m}^3 * 0,01 \text{ m} = 205.94 \text{ N/m}^2$

$CM_2 = 205.94 \text{ N/m}^2$

- Piso Cerámico (planta baja, primer y segundo nivel)

Altura del Cerámico = 1 cm.

Peso específico del Cerámico = $17.651,97 \text{ N/m}^3$

La carga permanente por el piso cerámico será:

CM_3 piso cerámico = $17.651,97 \text{ kg/m}^3 * 0,01 \text{ m} = 176.52 \text{ N/m}^2$

$CM_3 = 176.52 \text{ N/m}^2$

- Cielo Raso (planta baja, primer y segundo nivel)

Para el revoque del cielo raso

Altura del cielo raso = 2 cm.

Peso específico del yeso = $1200 \text{ Kg/m}^3 = 11.767,98 \text{ N/m}^3$

CM_4 Cielo Raso = $11.767,98 \text{ N/m}^3 * 0,02 \text{ m} = 235.36 \text{ N/m}^2$

$$CM_4 = 235.36 \text{ N/m}^2$$

La carga muerta total será la sumatoria de las cargas actuantes, la carga total obtenida será la que introducirá al programa Cypecad.

$$CM = CM1 + CM2 + CM3 + CM4$$

$$CM = 1176.79 \text{ N/m}^2 + 205.94 \text{ N/m}^2 + 176.52 \text{ N/m}^2 + 235.36 \text{ N/m}^2$$

$$CM = 1794.62 \text{ N/m}^2$$

Se adopta un valor de **Carga muerta = 1.80 KN/m²**

Pesos específicos utilizados para obtener las cargas

ELEMENTO	PESO (Kg/m3)
<i>C. Fábrica de ladrillo</i>	
Cerámico macizo	1.800
Cerámico perforado	1.500
Cerámico hueco	1.200
Silicocalcáreo macizo	2.000
<i>E. Hormigones</i>	
De grava, armado	2.400
De grava, en masa	2.200
De cascote de ladrillo	1.900
De escoria	1.600
<i>F. Revestimientos</i>	
Argamasa, cemento, cal y arena	1.900
Argamasa, cemento y arena	2.100
Argamasa de yeso	1.200

Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán

- Peso de muros más revoque

Para el muro se utilizará ladrillo de 6 huecos Big de la marca INCERPAZ, ya que es un ladrillo muy usado en nuestro entorno por las características que tiene en el campo de la construcción civil.

Especificaciones técnicas ladrillo de 6 Huecos Big

Datos sobre condiciones físicas.



Color del producto: Terracota

Acabado: Rayado

Dimensiones

Alto 18 cm

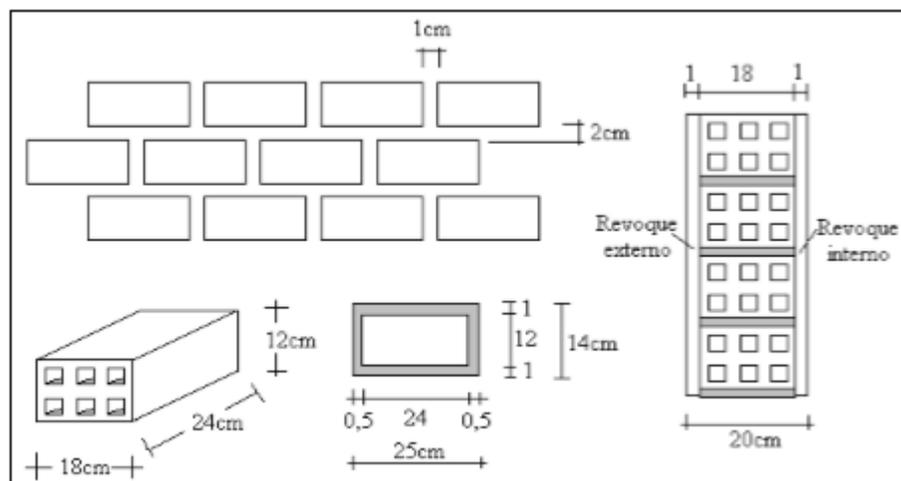
Peso: 3.4 kg

Largo: 24 cm

Rendimiento: 17 pzas/m²

Ancho: 12 cm

Características geométricas del Muro de ladrillo



Se realiza dos cálculos del peso del muro de ladrillos, ya que se colocará el ladrillo en dos posiciones para exteriores e interiores.

Peso del muro de ladrillo y mortero E= 12cm

Junta vertical 1 cm

Junta horizontal 2 cm

Nº de ladrillos por fila

$$\frac{100}{24 + 2} = 3.84 \frac{pza}{fila}$$

N° de ladrillos por Columna

$$\frac{100}{18 + 1} = 5.26 \frac{pza}{columna}$$

N° de ladrillos por m²

$$3.84 * 5.26 = 20.19 \frac{pza}{m^2} \approx 21 \frac{pza}{m^2}$$

Volumen de ladrillo

$$0.12 * 1 * 1 = 0.12 \frac{m^3}{m^2}$$

Volumen de ladrillo en 1 m² de muro

$$(0.18 * 0.12 * 0.24) * 21 = 0.109 \frac{m^3}{m^2}$$

Volumen de mortero Vm= VI – Vm

$$V \text{ mortero} = 0.12 - 0.109 = 0.011 \frac{m^3}{m^2}$$

Peso del Revoque

$$\text{Peso específico del mortero} = 2100 \text{ Kg/m}^3 = 20.593,67 \text{ N/m}^3$$

$$\text{Peso específico del yeso} = 1200 \text{ Kg/m}^3 = 11.767,98 \text{ N/m}^3$$

El peso de revoque se debe multiplicar por 2, debido a que son dos 2 caras de muro que se debe aplicar el revoque.

Revoque de mortero de 1.5 cm

$$(0.015m * 20593.67 \text{ N/m}^3) * 2 = 617.82 \text{ N/m}^2$$

Revoque yeso de 1 cm

$$(0.01m * 11767.98 \text{ N/m}^3) * 2 = 235.36 \text{ N/m}^2$$

Peso de ladrillo $3.40 \text{ kg/pza} = 33.34 \text{ N/pza}$

Con estos calculados se tendrá el peso total del muro de ladrillo

$$21 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} * 33.34 \frac{\text{N}}{\text{pza}} + 617.82 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} + 235.36 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} + 20.593,95 \frac{\text{N}}{\text{m}^3} * 0.011 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 1779.91 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

El peso del muro es de $1.779,91 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

La altura total que se debe cubrir es de 3 metros, de los cuales se debe descontar el canto de la losa de 20 cm, teniendo una altura de 2.7 m de muro.

$$\text{CM} = 1779.91 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 2.7 \text{ m} = \mathbf{4.895,75 \frac{\text{N}}{\text{m}}}$$

Peso del muro de ladrillo y mortero E= 18 cm

Junta vertical 1 cm

Junta horizontal 2 cm

N° de ladrillos por fila

$$\frac{100}{24 + 2} = 3.84 \frac{\text{pza}}{\text{fila}}$$

N° de ladrillos por Columna

$$\frac{100}{12 + 1} = 7.69 \frac{\text{pza}}{\text{columna}}$$

N° de ladrillos por m^2

$$3.84 * 7.69 = 29.52 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2} \approx 30 \frac{\text{pza}}{\text{m}^2}$$

Volumen de ladrillo

$$0.18 * 1 * 1 = 0.18 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$$

Volumen de ladrillo en 1 m^2 de muro

$$(0.18*0.12*0.24) *30= 0.155 \frac{m^3}{m^2}$$

Volumen de mortero $V_m = V_l - V_m$

$$V \text{ mortero} = 0.18 - 0.155 = 0.025 \frac{m^3}{m^2}$$

Peso del Revoque

$$\text{Peso específico del mortero} = 2100 \text{ Kg}/m^3 = 20.593,96 \text{ N}/m^3$$

$$\text{Peso específico del yeso} = 1200 \text{ Kg}/m^3 = 11.767,98 \text{ N}/m^3$$

El peso de revoque se debe multiplicar por 2, debido a que son dos caras de muro en las que se debe aplicar el revoque.

Revoque de mortero de 2 cm

$$(0.02m * 20593.96 \text{ N}/m^3) * 2 = 823.76 \text{ N}/m^2$$

Revoque yeso de 1 cm

$$(0.01m * 11767.98 \text{ N}/m^3) * 2 = 235.36 \text{ N}/m^2$$

Peso de ladrillo 3.40 kg/pza = 33.34 N/pza

Con estos calculados se tendrá el peso total del muro de ladrillo

$$30 \frac{pza}{m^2} * 33.34 \frac{N}{pza} + 823.76 \frac{N}{m^2} + 235.36 \frac{N}{m^2} + 20593.96 \frac{kg}{m^3} * 0.025 \frac{m^3}{m^2} = 2.574,25 \frac{N}{m^2}$$

El peso del muro es de $2,574.25 \frac{N}{m^2}$

La altura total que se debe cubrir es de 2.9 metros, de los cuales se debe descontar el canto de la viga de 0.45 m, teniendo una altura de 2.45 m de muro.

$$CM = 2574.25 \frac{N}{m^2} * 2.45 \text{ m} = \mathbf{6.435,62 \frac{N}{m}}$$

Peso de automóviles actuando sobre el subsuelo

Se realiza el cálculo del peso de los automóviles considerando 8 autos que cubren toda el área del subsuelo.

Peso de un auto promedio 4 toneladas

Área influenciada $9 \times 10.5 = 94.5 \times 2 = 189 \text{ m}^2$

Cantidad de autos por el peso del mismo = $8 \times 4 = 32 \text{ ton}$

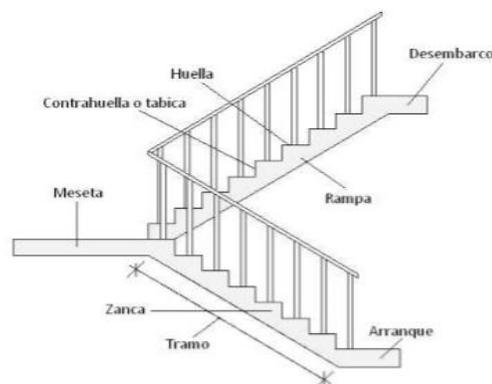
El peso de los automóviles por m^2 será = $32 \text{ ton} / 189 \text{ m}^2$

El peso de carga viva producido por los automóviles será = $0.17 \text{ ton/m}^2 = 1.67 \text{ Kn/m}^2$

Esta carga se introducirá al Cypecad, además del peso muerto de cargas no estructurales

Peso de Baranda para escalera

Figura 3. 5 Partes constructivas de una escalera



Fuente: Sitio web

Se calculará el peso de la escalera con materiales de vidrio de 10 mm de espesor y complemento de aluminio. La dimensión de la escalera se la debe tomar de forma inclinada, el alto será 90 cm.

Tubo circular de aluminio $50 \text{ mm} \times 2 \text{ mm}$

Peso del tubo de aluminio 1 kg/m

Longitud de los tubos

$$L \text{ inclinada} = \sqrt{1.2^2 + 0.9^2} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vertical } L_v = 0.90 * 2 = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Longitud total} = 1.5 + 1.80 = 3.3 \text{ m}$$

$$\text{Peso total} = 3.3 \text{ m} * 1 \text{ kg/m} = 3.3 \text{ kg}$$

Vidrio de espesor 10 mm.

$$\text{Dimensiones del vidrio} = (0.8 * 1.40) * 10 \text{ mm}$$

$$\text{Peso de vidrio} = (0.8 * 1.4) * 10 * 2.5 = 28 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 28 + 3.3 = 31.3 \text{ kg}$$

Carga de la baranda en una longitud de influencia de 1 m será

$$P_b = 31.3 \text{ kg/m} = 0.30 \text{ kN/m}$$

Peso del Tanque de agua sobre losa

Se realizará la dotación de agua potable a todas las familias; en total serán 6 las familias a las cuales se dotará de agua, como se puede ver en la siguiente tabla 3.9.

Tabla 3. 9 Dotación de agua en Edificios Multifamiliares

Número de dormitorios por Departamento	Dotación diaria, por Depto. en litros
1	400
2	800
3	1200
4	1350
5	1500

Fuente: Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.

Se tomará una dotación de 800 lt correspondiente a 2 dormitorios

Se tendrá en total una carga de agua de 4800 lts en total para las 6 familias beneficiadas.

Esta carga actuará sobre la losa de las escaleras.

3.5.5.3. Sobrecargas de uso

Las sobrecargas de uso para el diseño se presentan de acuerdo al tipo de ambiente y el uso que éste llegue a tener; para el caso del edificio multifamiliar como son viviendas la sobrecarga será la misma en todos los niveles.

Tabla 3. 10 Sobrecargas de Uso

USO DEL ELEMENTO	SOBRECARGA (Kg/m ²)
<i>A. Azoteas</i>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<i>B. Viviendas</i>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	*

Fuente: Fuente: Hormigón Armado, Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán

3.5.5.4. Carga de viento

En Bolivia se está trabajando en la nueva norma boliviana NB 1225001 la cual contempla las acciones del viento a considerar en la estructura. En esta normativa se cuenta con datos de velocidades de viento a nivel nacional, es por tal motivo que se usara esta normativa para las acciones de viento ya que con la norma CBH-87 no se tiene esa vinculación. Los datos obtenidos de velocidades del viento para la ciudad de Tarija se presentan en la siguiente tabla 3.11.

Tabla 3. 11 Velocidades del viento en los departamentos

Ciudad	Velocidad del viento
Cobija	26,5
Trinidad	40
La Paz	29,5
Potosí	30,2
Oruro	29,4

Santa Cruz	42,6
Sucre	32,4
Tarija	21,1
Cochabamba	44,3

Fuente: Norma Boliviana NB 1225003-1

También es necesario introducir al programa los anchos de banda, los cuales son las longitudes en las dos direcciones que estará actuando el viento. Estos anchos de banda se pudieron obtener de los planos arquitectónicos donde se tiene en eje X=11m y en el eje Y= 22 m. con una velocidad de viento correspondiente al departamento de Tarija de 21.1 m/s.

Introduciendo al programa los datos mencionados se tiene la siguiente visualización.

Figura 3. 6 Acción del viento en el programa Cypecad

Normativa para el cálculo de la sobrecarga de viento

Argentina España

Bolivia Francia

Brasil Italia

Chile Portugal

Colombia Reino Unido

Costa Rica Rumanía

Cuba Rusia

Ecuador Argelia

El Salvador Marruecos

Guatemala Sudáfrica

Honduras Canadá

México USA

Nicaragua China

Panamá India

Paraguay Singapur

Perú

República Dominicana

Uruguay

Venezuela

Método general

UE

Alemania

Bélgica

Bulgaria

Chipre

NB 1225003-1

NORMA BOLIVIANA NB 1225003-1

Acción de viento según X + X 1.00 - X 1.00

Acción de viento según Y + Y 1.00 - Y 1.00

Anchos de banda: Y: 0.00-22.00 X: 0.00-11.00

Categoría de uso

I II III IV

Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.

Datos del emplazamiento

Velocidad básica del viento (m/s) 21.08

Tipo de estructura

Dirección X A B C D

Dirección Y A B C D

Tipo 'A': Estructura de contraviento constituida por muros de mampostería o de hormigón simple.
 Tipo 'B': Estructura de contraviento constituida por tabiques de hormigón armado.
 Tipo 'C': Estructura de contraviento constituida por pórticos de hormigón armado.
 Tipo 'D': Estructura de contraviento constituida por pórticos metálicos.

Categoría del terreno

Única Según dirección

A B C D

Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas obstrucciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición B prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos 500 m ó 10 veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor.

Orografía del terreno

Llano

Escarpaduras

Colina 2D (alineación)

Colina 3D (aislada)

Fuente: Cypecad 2017

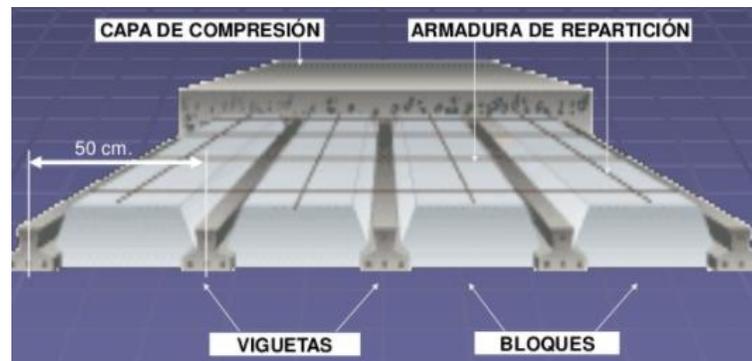
3.5.6. Verificación de los elementos estructurales

3.5.6.1. Diseño estructural de losas alivianadas con viguetas pretensadas

El diseño de la losa alivianada no contempla la verificación de las viguetas pretensadas ya que éstas ya son sometidas a diversas verificaciones por parte del fabricante de acuerdo al tipo de estructura que se requiera. Sin embargo, se debe cumplir con las recomendaciones que nos proporciona el fabricante para el buen funcionamiento de las losas. La losa alivianada o forjado unidireccional es llamado así porque reparten las cargas que recibe en una sola dirección, está compuesta por:

- Viguetas pretensadas
- Complemento aligerante de plastoformo
- Carpeta de compresión de hormigón armado

Figura 3. 7 Losa alivianada con viguetas pretensadas

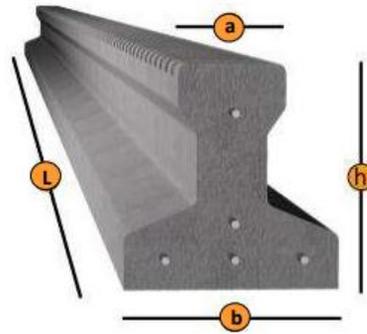


Fuente: Sitio Web

Viguetas pretensadas

Las viguetas pretensadas están diseñadas para generar una perfecta adherencia con el hormigón de la losa, se utilizan en todo tipo de losas como elementos resistentes, reduciendo significativamente los pesos estructurales. Las características técnicas de la vigueta son la siguientes:

Figura 3. 8 Vigüeta pretensada



Fuente: Ficha técnica Concretec

Figura 3. 9 Especificaciones técnicas de Vigüetas pretensadas

Producto	Dimensiones (mm)				Peso promedio (kg)	Resistencia del acero $f_{yk} = \text{kg/cm}^2$	Tipo de hormigon
	a	b	h	L			
Vigüeta pretensada	111	56	114	Variable hasta 9 m	17,2	18.000	350 kg/cm ²
Vigüeta pretensada	120	60	120	Variable hasta 9 m	19	18.000	350 kg/cm ²

Fuente: Ficha técnica Vigüetas pretensadas Concretec.

Tener un adecuado espaciamiento permite aumentar la capacidad resistente de las losas, así como también la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables. Estas especificaciones del espaciamiento y altura de losa se encuentran en la tabla 2.14.

Para el diseño de la losa alivianada se asumió un espaciamiento $D = 50 \text{ cm}$ entre vigüetas.

Se determinó la altura de losa de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

$$h = \frac{l}{30} \text{ para longitudes menores a 5 metros}$$

$$h = \frac{l}{25} \text{ para longitudes mayores a 5 metros}$$

por lo tanto:

La longitud más larga para colocar las viguetas es de 5.30 m, esto considerando que deben estar apoyadas en vigas como mínimo 10 cm.

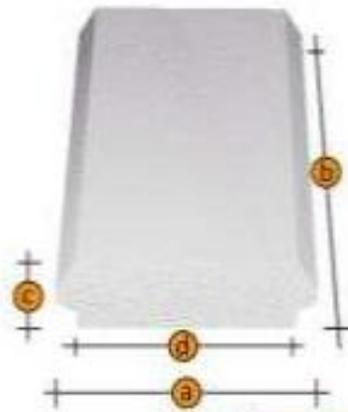
$$h = \frac{530 \text{ cm}}{25} = 21.2 \text{ cm}$$

Por cuestiones constructivas se asumirá una altura $h = 25 \text{ cm}$, para todos los paneles de losas.

Complemento aligerante de plastroformo

El complemento de plastroformo a usar debe ser en dimensiones correctas de acuerdo a la disposición que se asumió de las viguetas.

Figura 3. 10 Características geométricas del complemento de plastroformo



Donde: $a = 42 \text{ cm}$

$d = 38 \text{ cm}$

$c = 20 \text{ cm}$

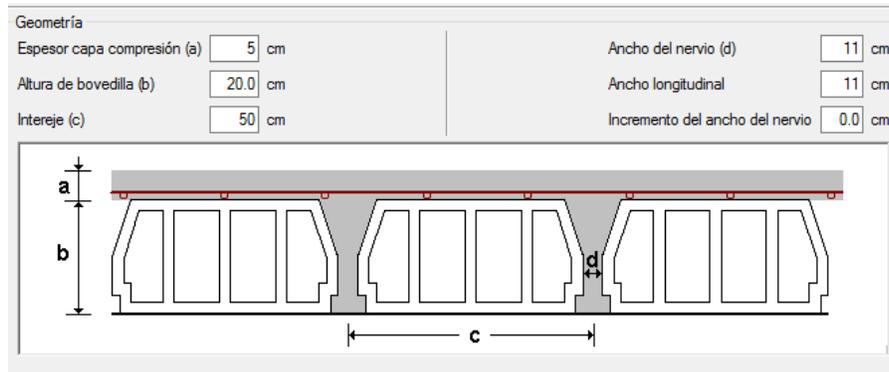
$b = 100 \text{ cm}$

El canto total de la bovedilla será **$h = 20 \text{ cm}$**

Carpeta de compresión de hormigón armado

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

Figura 3. 11 Espesor de la carpeta de compresión



Fuente: Programa Cypecad

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

Se asumirá una altura de carpeta de compresión de $H = 5$ cm

Cálculo de la armadura de distribución

Se recomienda que la armadura de distribución que se llega a colocar en un emparrillado sea un diámetro mínimo de 6 mm cada 30 cm en ambas direcciones, esta armadura debe ser ubicada de manera tal que se encuentre entre 3 a 4 cm sobre el complemento.

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{s \min} = \frac{50 * h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde:

$A_{s \min}$ (cm²/m): Es la armadura de reparto

h_o : Espesor de la losa de compresión (cm)

f_{yd} : 500 N/mm² Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto

$$A_{s \min} = \frac{50 * 5}{434.78} \geq \frac{200}{434.78}$$

$$A_{s \min} = 0.575 \geq 0.460$$

La armadura mínima de reparto que se debe usar es de $0.575 \text{ cm}^2/\text{m}$

Se considera un diámetro mínimo de $\emptyset 6\text{mm}$ el cual tiene un área de $A_s = 0.283 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de barras} = \frac{0.575 \text{ cm}^2}{0.283 \text{ cm}^2} = 2.1 \text{ barras}$$

Se opta por usar 3 barras de diámetro 6 mm

$$A_{s \text{ total}} = 3 \emptyset 6\text{mm} = 3 * 0.283 = 0.849 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 0.586 \text{ cm}^2$$

Como armadura de distribución se dispondrá

$$3 \emptyset 6\text{mm} \frac{c}{30} \text{ cm por cada metro}$$

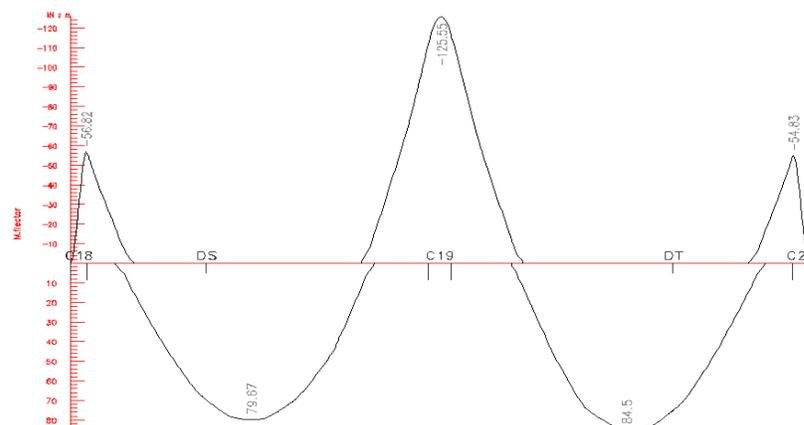
3.5.6.2. Diseño de la Viga de H°A°

Para el diseño de estos elementos estructurales se utilizó todos los criterios y recomendaciones que nos brinda la norma boliviana de hormigón para que de esta manera se cumpla con el dimensionamiento, el armado longitudinal y transversal siempre del lado de seguridad y economía. En el anexo memoria de cálculo se presenta en detalle la armadura de vigas. Ver A-4-5 Vigas pág. 38

A continuación, se presenta un cálculo manual de vigas del pórtico más solicitado de la estructura.

3.5.6.2.1. Viga: V-304 Entre columna C18 - C19 – C20

Figura 3. 12 Envoltorio de Diseño de la viga en Análisis



Verificación de la armadura negativa para la viga en el lado izquierdo apoyado sobre C-18

Momento de diseño = - 5682 kN*cm

Momento Negativo

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento $d' = 4 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5;$

$\gamma_s = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{5682}{25 * 41^2 * 1.333} = 0.1014$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.1014 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.1014 \rightarrow \omega_s = 0.1090$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.1090 * 25 * 41 * 1.333}{43.478} = 3.43$$

$$A_s = 3.43 \text{ cm}^2$$

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

$$\omega_{\min} = 0.0028$$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * d = 0.0028 * 25 * 41$$

$$A_{s \min} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \min}$

$$A_{s \text{ cal}} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Número de barras si usamos $\Phi 16$ mm que tiene un área igual a 2.01 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{3.43 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 1.70 \text{ barras}$$

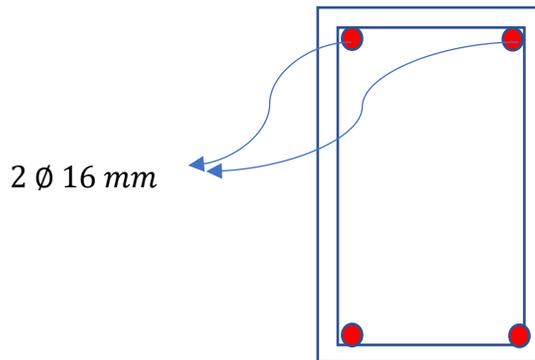
Se debe usar 2 barras de diámetro 16 mm

$$A_{s \text{ total}} = 2 \Phi 16 \text{ mm} = 2 * 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Verificación

Manual **2 $\Phi 16 \text{ mm}$**

Cypecad **2 $\Phi 16 \text{ mm}$**



Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga entre la C18 – C19

Momento de diseño = 7967 kN*cm

Momento Positivo

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento $d' = 4 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5$; $\gamma_c = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{7967}{25 * 41^2 * 1.333} = 0.1422$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.1422 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.1422 \rightarrow w_s = 0.1573$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.1573 * 25 * 41 * 1.333}{43.478} = 4.94$$

$$A_s = 4.94 \text{ cm}^2$$

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

$\omega_{min} = 0.0028$

$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * d = 0.0028 * 25 * 41$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Armadura existente (perchero) = $2\Phi 10$ mm, tiene un área de 1.57 cm^2 .

La armadura de refuerzo será = $4.94 - 1.57 = 3.37 \text{ cm}^2$

Número de barras si usamos $\Phi 16$ mm que tiene un área igual a 2.01 cm^2

Número de barras = $\frac{3.37 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 1.67 \text{ barras}$

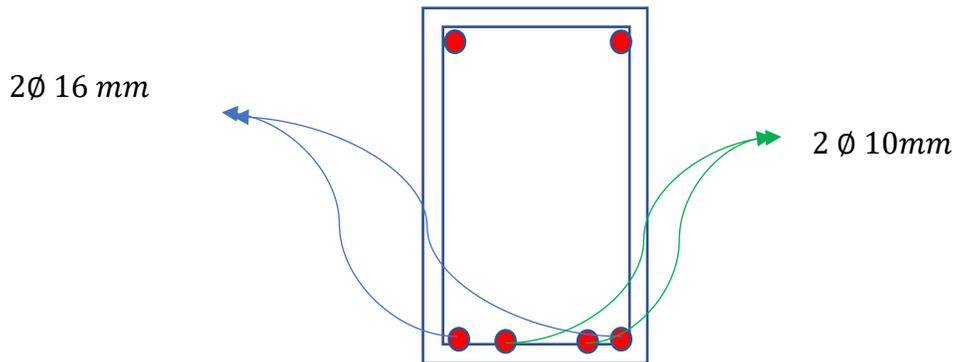
Se debe usar 2 barras de diámetro 16 mm

$A_{s \text{ total}} = 2 \Phi 16 \text{ mm} + 2 \Phi 10 \text{ mm} = 2 * 2.01 + 2 * 0.785 = 5.59 \text{ cm}^2$

Verificación

Manual **$2 \Phi 16 \text{ mm} + 2 \Phi 10 \text{ mm}$**

Cypecad **$2 \Phi 16 \text{ mm} + 2 \Phi 10 \text{ mm}$**



Verificación de la armadura longitudinal negativa para la viga apoyada en la C19

Momento de diseño = - 11545 kN*cm

Momento Negativo

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento $d' = 4 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN / cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN / cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN / cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5$; $\gamma_c = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{11545}{25 * 41^2 * 1.333} = 0.2060$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.2060 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.2060 \rightarrow w_s = 0.2412$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.2412 * 25 * 41 * 1.333}{43.478} = 7.57$$

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2$$

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

$\omega_{min} = 0.0028$

$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * d = 0.0028 * 25 * 41$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Armadura existente (perchero) = 2 $\Phi 16$ mm, tiene un área de 4.02 cm^2 .

La armadura de refuerzo será = $7.57 - 4.02 = 3.55 \text{ cm}^2$

Número de barras si usamos $\Phi 16$ mm que tiene un área igual a 2.01 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{3.55 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 1.76 \text{ barras}$$

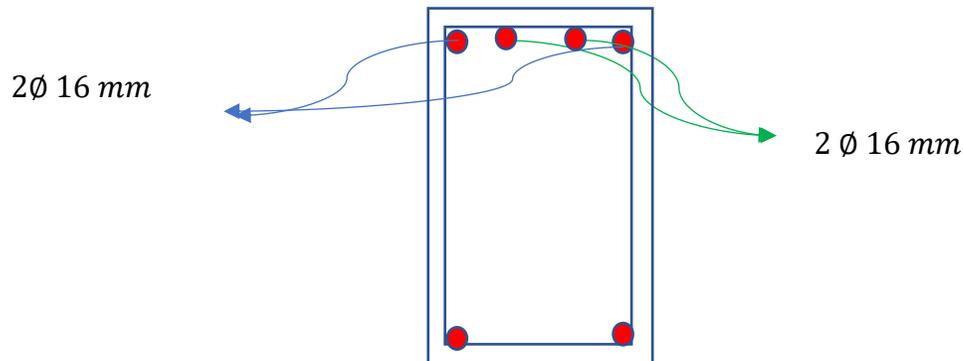
Se debe usar 2 barras de diámetro 16 mm

$$A_{s \text{ total}} = 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} + 2 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 2 * 2.01 + 2 * 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

Verificación

Manual 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$ + 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$

Cypecad 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$ + 2 $\emptyset 16 \text{ mm}$



Verificación de la armadura longitudinal positiva para la viga entre la C19 – C20

Momento de diseño = 8405 KN*cm

Momento Positivo

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento $d' = 4 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5;$

$\gamma_c = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{8405}{25 * 41^2 * 1.333} = 0.150$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50$ kN/cm².

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.150 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.15$ \rightarrow $w_s = 0.1669$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.1669 * 25 * 41 * 1.333}{43.478} = 5.24$$

$$A_s = 5.24 \text{ cm}^2$$

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

$$\omega_{min} = 0.0028$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * d = 0.0028 * 25 * 41$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 5.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Armadura existente (perchero) = $2\Phi 10$ mm, tiene un área de 1.57 cm^2 .

La armadura de refuerzo será $= 5.24 - 1.57 = 3.67 \text{ cm}^2$

Número de barras si usamos $\Phi 16$ mm que tiene un área igual a 2.01 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{3.67 \text{ cm}^2}{2.01 \text{ cm}^2} = 1.83 \text{ barras}$$

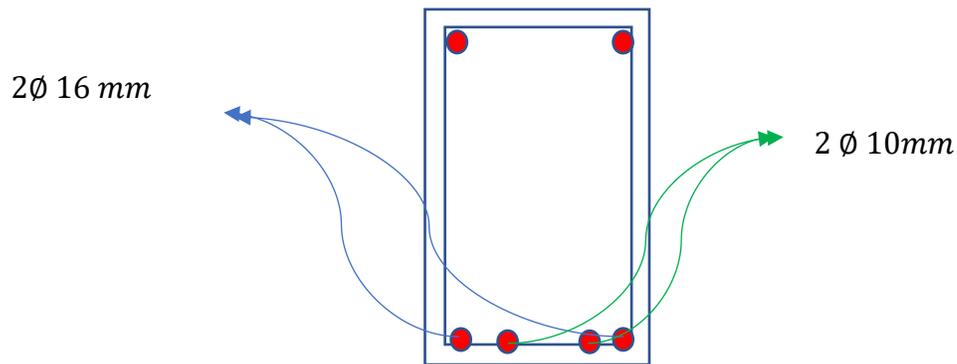
Se debe usar 2 barras de diámetro 16 mm

$$A_{s \text{ total}} = 2 \Phi 16 \text{ mm} + 2 \Phi 10 \text{ mm} = 2 * 2.01 + 2 * 0.785 = 5.59 \text{ cm}^2$$

Verificación

Manual **2 $\Phi 16$ mm + 2 $\Phi 10$ mm**

Cypecad **2 $\Phi 16$ mm + 2 $\Phi 10$ mm**



Verificación de la armadura longitudinal negativa para la viga apoyada en la C19

Momento de diseño = - 5483 KN*cm

Momento Negativo

Base de la viga $b_w = 25$ cm

Altura de la viga $h = 45$ cm

Recubrimiento $d' = 4$ cm

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41$ cm

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2$ kN/cm²

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50$ kN/cm²

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333$ kN/cm²

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478$ kN/cm²

$\gamma_c = 1.5$;

$\gamma_s = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{5483}{25 * 41^2 * 1.333} = 0.0979$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50$ kN/cm²

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.0979 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.0979$ \rightarrow $w_s = 0.1050$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.1050 * 25 * 41 * 25 * 1.333}{43.478} = 3.29$$

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2$$

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

$$\omega_{\text{min}} = 0.0028$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{\text{min}} * b_w * d = 0.0028 * 25 * 41$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Número de barras si usamos $\Phi 16$ mm que tiene un área igual a 2.01 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{3.29}{2.01 \text{ cm}^2} = 1.63 \text{ barras}$$

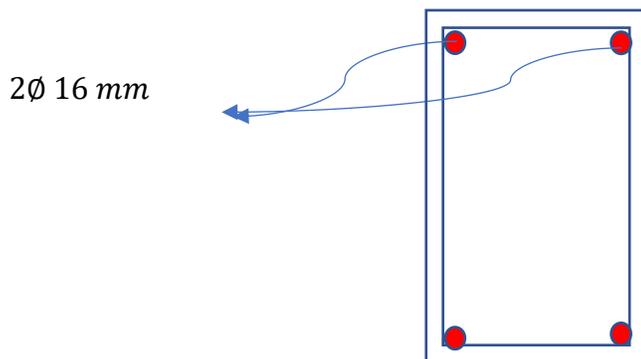
Se debe usar 2 barras de diámetro 16 mm

$$A_{s \text{ total}} = 2 \Phi 16 \text{ mm} = 2 * 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Verificación

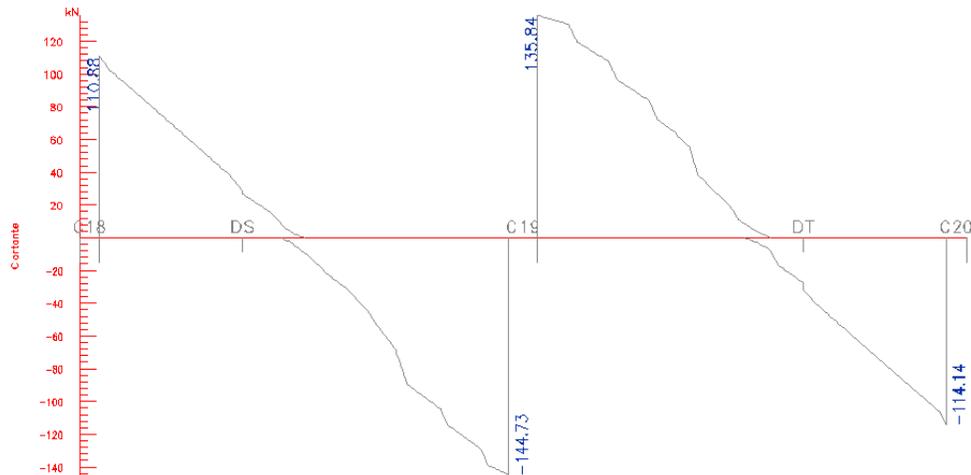
Manual 2 $\Phi 16$ mm

Cypecad 2 $\Phi 16$ mm



3.5.6.2.2. Análisis a cortante de Viga entre columnas C18- C19

Figura 3. 13 Esfuerzos de corte en la viga de Análisis



Se calculará el extremo derecho de la viga, en la columna 18

Fuerza de Cortante máxima $V_d = 110.88 \text{ KN}$

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 45 \text{ cm}$

Recubrimiento $d' = 4 \text{ cm}$

Canto útil $d = h - d' = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

La resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}} = 0.5 * \sqrt{1333}$$

$$f_{vd} = 18.25 \text{ N/cm}^2$$

Por lo tanto:

$$V_{cu} = f_{vd} * b_w * d = 18.25 * 25 * 41$$

$$V_{cu} = 18706.25 \text{ N}$$

Verificando que:

Se determinará la fuerza de corte a una distancia ($x = 0.41$) desde el punto de origen de la sección en análisis.

$$V_d = 110880 \text{ N}$$

$$\frac{110880}{2.75} = \frac{V_{dx}}{2.75 - 0.41} = 94348.8 \text{ N}$$

$$V_{dx} > V_{cu}$$

$$94348.8 \text{ N} \geq 18706.25 \text{ N}$$

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma V_{ou}

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

$$V_{ou} = 0.30 * 1333 * 25 * 41$$

$$V_{ou} = 419895 \text{ N}$$

Se debe verificar la siguiente relación:

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

$$18706.25 \text{ N} < 93945.6 \text{ N} < 419895 \text{ N} \text{ Cumple.}$$

Como el esfuerzo cortante es menor al cortante de diseño se calcula la armadura V_{su}

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

$$V_{su} = 94348.8 - 18706.25 = 75642.55 \text{ N}$$

Se calcula la armadura para 1 m de longitud

$$A_{st} = \frac{V_{su}}{0.90 * d * f_{yd}}$$

$$A_{st} = \frac{75642.55 * 100}{0.90 * 41 * 43478} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Armadura transversal mínima

$$A_{s_{min}} = \frac{0.02 * b_w * 100 * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.02 * 25 * 100 * 1333}{43478} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Se toma la armadura mayor

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento para un estribo de dos piernas

$$\emptyset 8mm = 0.503cm^2$$

$$\text{Número de barras} = \frac{4.71}{0.503} = 9.36 \text{ barras}$$

Espaciamiento entre estribos

$$e = \frac{S}{\frac{A_s}{A\emptyset * 2}} = \frac{100}{\frac{4.71}{0.503 * 2}} = 21.35 \frac{cm}{m} \approx 20cm/m$$

Se toma un espaciamiento de 10 \emptyset 8 cada 20 cm

3.5.6.3. Diseño de Columna de Hormigón Armado

El diseño de las columnas fue calculado de acuerdo a la teoría especificada en el marco teórico; se realizó el diseño optimizando las secciones de columnas de manera que éstas resistan las acciones a las que estarán sometidas.

El resultado de los esfuerzos, armado y desplazamientos de las columnas se detalla en la parte de anexos.

Así también en los planos se presenta el detalle de la disposición de armado, el despiece y cuadro de columnas. Ver A-4-4 Columnas pág. 31

A continuación, se realizará la verificación de la columna más solicitada que corresponde a la Columna C-5; los datos se obtendrán del software Cypecad.

Datos

Resistencia característica del H°A°	$F_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$
Resistencia característica del acero	$F_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$
Momento de cálculo en la dirección x	$M_x = 0 \text{ kN} * \text{cm}$
Momento de cálculo en la dirección y	$M_y = 3125 \text{ kN} * \text{cm}$
Axil de cálculo en dirección x	$N_d = 78127 \text{ kN}$

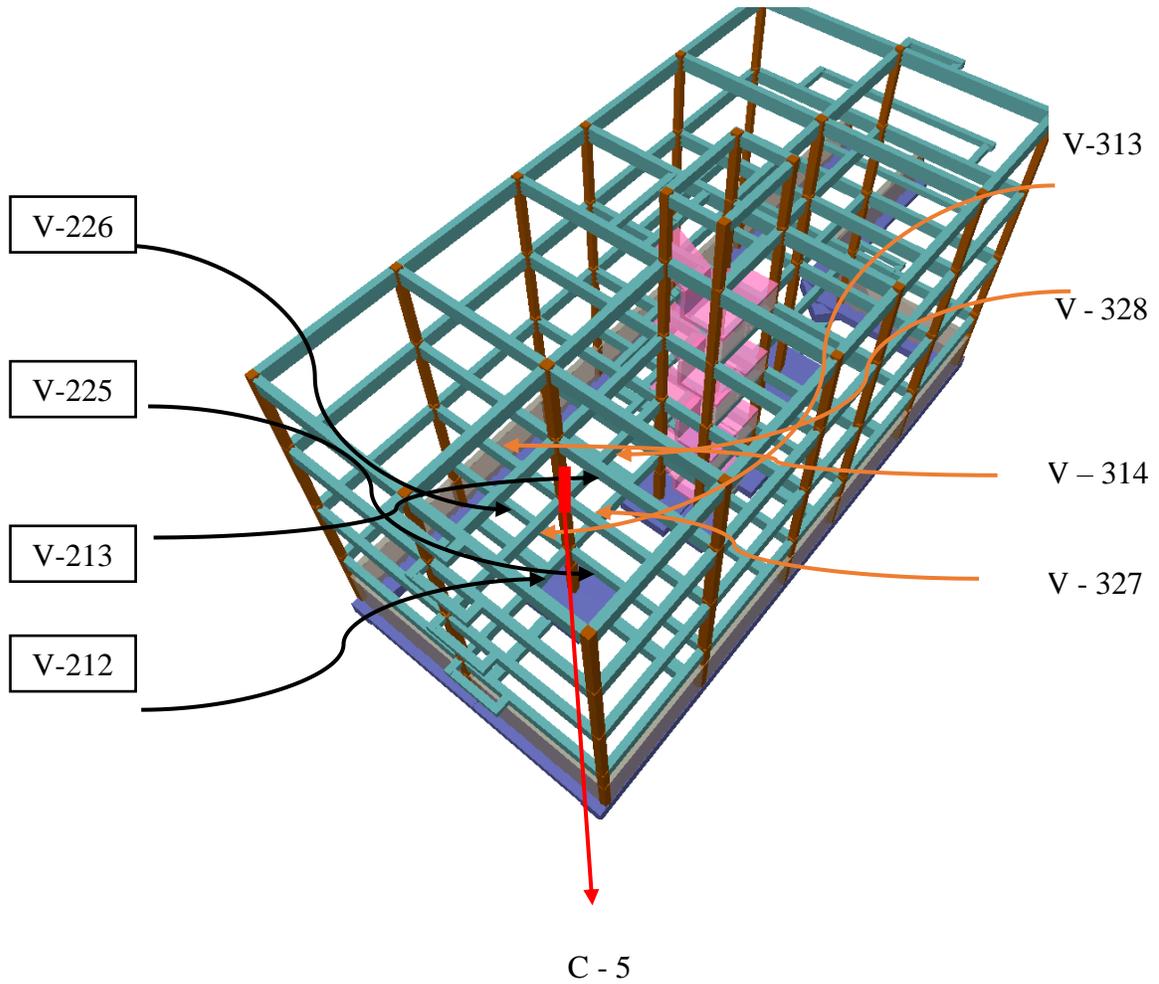
Resistencias minoradas de los materiales

$$\text{Resistencia de cálculo del hormigón: } f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistencia de cálculo del acero: } f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ N/mm}^2$$

Recubrimiento: 2 cm

Figura 3. 14 Vigas que concurren a la columna de análisis



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 15 Geometría de los elementos que concurren a la columna en análisis

Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
Columna 5A	300	30	35	107187,5	78750
Columna 5B	290	30	35	107187,5	78750
Columna 5C	290	30	35	107187,5	78750
Viga V-216	540	25	45	189843,75	58593,75
Viga V-217	540	25	45	189843,75	58593,75
Viga V-229	470	25	45	189843,75	58593,75
Viga V-230	470	25	45	189843,75	58593,75
Viga V-315	540	25	40	133333,33	52083,33
Viga V-316	540	25	40	133333,33	52083,33
Viga V-329	470	25	45	189843,75	58593,75
Viga V-330	470	25	45	189843,75	58593,75

Fuente: Elaboración propia

- **Determinación del coeficiente (Ψ)**

$$\Psi_A = \frac{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto A}}{\Sigma \left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto A}}$$

$$\Psi_B = \frac{\left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las columnas que concurren en el punto B}}{\left(\frac{EI}{L} \right) \text{ de todas las vigas que concurren en el punto B}}$$

Por lo tanto, se tiene un coeficiente pandeo:

$$\Psi_{Ax} = 0.72$$

$$\Psi_{Ay} = 0.51$$

$$\Psi_{Bx} = 1.19$$

$$\Psi_{By} = 0.53$$

Con estos valores se ingresa al monograma propuesto por Jackson y Moreland, correspondiente a una estructura traslacional, obteniéndose de este modo los coeficientes de esbeltez α ,

$$\alpha_x = 1.28$$

$$\alpha_y = 1.15$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo l_o

$$l_{ox} = \alpha_x * l = 1.28 * 290 = 371 \text{ cm}$$

$$l_{oy} = \alpha_y * l = 1.15 * 290 = 333 \text{ cm}$$

- La esbeltez mecánica será

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{371}{\sqrt{\frac{107187.5}{30 * 35}}} = 36.72 \qquad \lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{333}{\sqrt{\frac{78750}{30 * 35}}} = 38.45$$

Como λ_x y λ_y se encuentran entre los valores de $35 < \lambda < 100$ se trata de una columna intermedia; el procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Excentricidad de primer orden

$$e_{ox} = \frac{M_{dy}}{N_d} = \frac{31.25}{781.27} = 3.99 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{dx}}{N_d} = \frac{0}{781.27} = 0 \text{ cm}$$

- Excentricidades accidentales

$$e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm} \qquad e_{ax} = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1.75 \text{ cm}$$

$$e_{ay} = \frac{b}{20} = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\text{se adopta } e_{a(x,y)} = 2 \text{ cm}$$

- Excentricidad ficticia debido al pandeo

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_x}{h + 10 * e_x} \right] \frac{l_{0x}^2 * 10^{-4}}{h}$$

$$e_{fx} = \left[3 + \frac{4347.83}{3500} \right] * \left[\frac{35 + 20 * 3.99}{35 + 10 * 3.99} \right] \frac{371^2 * 10^{-4}}{35} = 2.56 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right] * \left[\frac{h + 20 * e_y}{h + 10 * e_y} \right] \frac{l_{0y}^2 * 10^{-4}}{30}$$

$$e_{fy} = \left[3 + \frac{4347.83}{3500} \right] * \left[\frac{30 + 20 * 0}{30 + 10 * 0} \right] \frac{333^2 * 10^{-4}}{30} = 1.83 \text{ cm}$$

- Excentricidad final

$$e_{Tx} = e_a + e_{ficx} + e_{ox}$$

$$e_{Tx} = 2 + 2.56 + 3.99 = 8.55 \text{ cm}$$

$$e_{Ty} = e_a + e_{ficy} + e_{oy}$$

$$e_{Ty} = 2 + 1.83 + 0 = 3.83 \text{ cm}$$

- La capacidad mecánica del hormigón será

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

$$U_c = 1333 * 30 * 35 = 1.399.650 \text{ N}$$

- Determinación de los valores reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{781270 * 1.6}{1399650} = 0.9$$

$$\mu_a = \frac{M_{ad}}{f_{cd} * A_c * a} = \frac{781270 * 1.6 * 8.55}{1399650 * 35} = 0.22$$

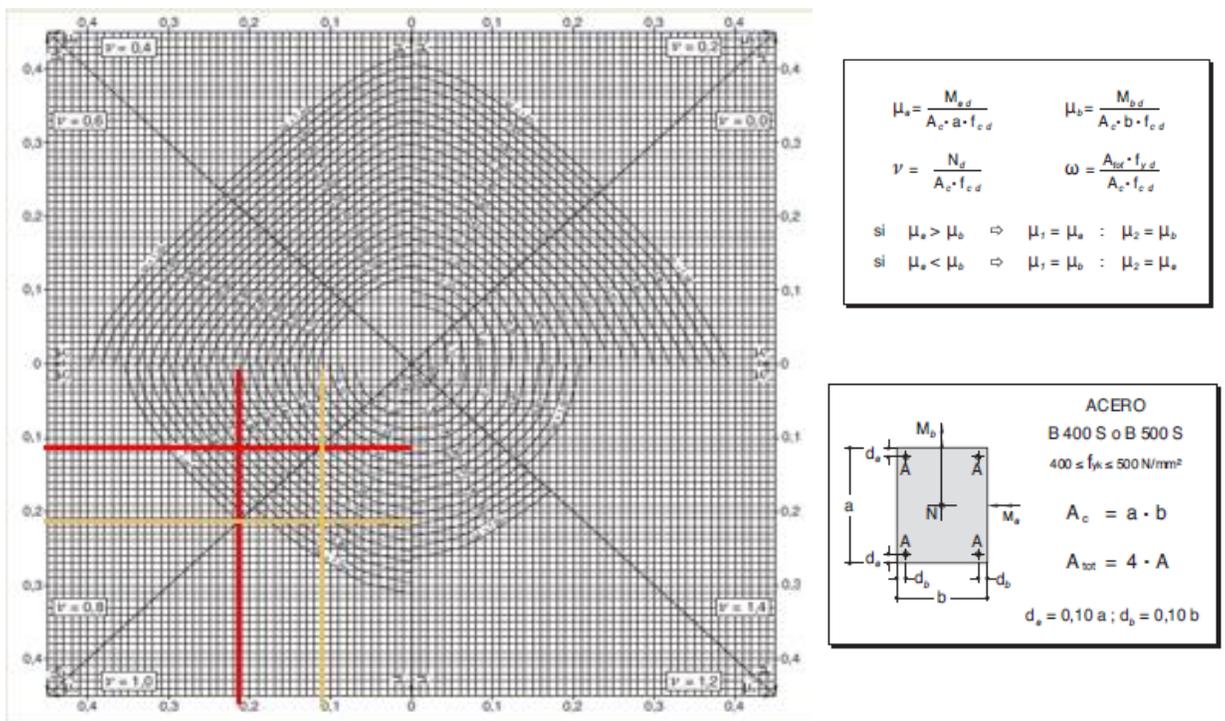
$$\mu_b = \frac{M_{ad}}{f_{cd} * A_c * b} = \frac{781270 * 1.6 * 3.83}{1399650 * 30} = 0.12$$

Con estos valores se usa el ábaco en roseta para flexión esviada para obtener la cuantía.

Se debe establecer el sector correspondiente al valor de v y los valores de μ_1 y μ_2 se debe realizar una interpolación si es necesario.

Se usa el siguiente Ábaco correspondiente para al tipo de columnas en análisis:

Figura 3. 16 Ábaco en roseta para flexión esviada.



Fuente: Jimenez Montoya Pedro "Hormigón Armado" 15ª edición.

Para un valor de $v = 0.9$ y viendo en qué cuadrante se encuentra se tiene los siguientes resultados:

$$v = 1 \quad \omega = 0.80$$

$$v = 0.8 \quad \omega = 0.65$$

Para $v = 0.9$ se tiene una cuantía de $\omega = 0.725$

- Determinación de la armadura total (A_s)

$$A_{s \text{ total}} = \frac{W_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s \text{ total}} = \frac{0.725 * 30 * 35 * 1.333}{43.478} = 23.34 \text{ cm}^2$$

Con la armadura obtenida se adopta la siguiente disposición de armadura:

Se adoptará $4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm}$ (esquinas) + $2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm}$ (cara x) + $2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm}$ (cara y)

El área que se obtiene con estos diámetros es:

$$4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 4 * 3.14 + 2 * 3.14 + 2 * 3.1 = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$31.4 \text{ cm}^2 > 23.34 \text{ cm}^2$$

Realización manual: **$4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm}$**

Cypecad: **$4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 4 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} + 2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm}$**

- Cálculo de la armadura transversal de la columna

Para determinar el diametro del estribo se nos presentan dos opciones

$$\rightarrow \frac{1}{4} * \emptyset \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} = \frac{1}{4} * 20 = 5$$

$\rightarrow 6 \text{ mm}$

Se asume un diámetro de $\emptyset 6 \text{ mm}$

Se adoptará una separación entre estribos de 20 cm

Se utilizará: $\emptyset 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.5.6.4. Fundaciones

3.5.6.4.1. Diseño estructural de Zapatas

Para la verificación del elemento se trabaja con los elementos sin mayorar las solicitaciones ya que se trata de un estado límite de servicio, dentro de la memoria de cálculo. Ver A-4-1 fundaciones pág. 22

$$N = 1072.44 \text{ kN}$$

$$M_x = 0.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 15.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_x = 0.42 \text{ kN}$$

$$Q_y = 16.45 \text{ kN}$$

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ\text{A}^\circ \quad F_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Resistencia característica del acero} \quad F_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Resistencia de cálculo del hormigón: } f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Resistencia de cálculo del acero: } f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0.184 \text{ MPa Capacidad portante del suelo de fundación}$$

$$\text{Cohesión } C = 33.975 \text{ kPa}$$

Dimensiones de la columna

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

$$b = 35 \text{ cm}$$

Pre dimensionamiento de la zapata cuadrada

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * \sigma_{adm}}{100}$$

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * 18.4}{100} = 0.139$$

$$A = a * b = \frac{N(1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{1072440 * (1 + 0.139)}{18.4} = 66386.37 \text{ cm}^2$$

$$A = a * b \rightarrow a = b \rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{66386.37} = 257.65 \approx 260 \text{ cm}$$

Se asumirá un ancho de 260 cm a cada lado.

$$a = b = 260 \text{ cm}$$

- **Canto útil**

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a * b} = \frac{1072440}{260 * 260} = 15.86 \text{ N/cm}^2$$

$$d = \frac{1.1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v = \frac{1.1 * 15.86}{15.86 + 370} * \left(\frac{2600 - 300}{2} \right)$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

Se adoptará un canto de $d = 60 \text{ cm}$

- **Comprobación de esfuerzos**

$$\sigma_{adm1} = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b} = 0.159 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm2} = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} + \frac{6 * My}{a^2 * b} = 0.158 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm3} = \frac{N}{a * b} - \frac{6 * Mx}{a * b^2} - \frac{6 * My}{a^2 * b} = 0.158 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm4} = \frac{N}{a * b} + \frac{6 * Mx}{a * b^2} - \frac{6 * My}{a^2 * b} = 0.158 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- **Verificación del tipo de zapata**

$$V = \frac{b - b_o}{2} = \frac{260 - 30}{2} = 115 \text{ cm}$$

$$h > \frac{V}{2} \rightarrow 60 \text{ cm} > 57,5 \text{ cm} \quad (\text{Zapata rígida})$$

- **Cálculo del peso propio de la zapata**

$$Pp = Vol * \gamma_{H^\circ A^\circ} = a * b * h * \gamma_{H^\circ A^\circ}$$

$$Pp = 2.6 * 2.6 * 0.6 * 23535.96 = 95.461,85 \text{ N}$$

- **Corrección de Momentos**

$$Mx' = Mx + Qx * h$$

$$Mx' = 560 + 420 * 0.6 = 812 \text{ N * m}$$

$$My' = My + Qy * h$$

$$My' = 15640 + 16450 * 0.6 = 25510 \text{ N * m}$$

- **Corrección de Normal**

$$N' = N + Pp$$

$$N' = 1072440 + 95461.85 = 1.167.901,85 \text{ N}$$

- **Cálculo de los esfuerzos con el momento y la normal corregida**

$$\sigma_{adm1} = \frac{N'}{a * b} - \frac{6 * Mx'}{a * b^2} + \frac{6 * My'}{a^2 * b} = 0.181 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm2} = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * Mx'}{a * b^2} + \frac{6 * My'}{a^2 * b} = 0.182 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm3} = \frac{N'}{a * b} - \frac{6 * Mx'}{a * b^2} - \frac{6 * My'}{a^2 * b} = 0.164 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{adm4} = \frac{N'}{a * b} + \frac{6 * Mx'}{a * b^2} - \frac{6 * My'}{a^2 * b} = 0.164 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.184 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- **Comprobación al vuelco**

$$Y_x = \frac{N'}{My'} * \frac{a}{2} > 1.5$$

$$Y_x = \frac{N'}{My'} * \frac{a}{2} = \frac{1167901.85}{812} * \frac{2.60}{2} = 1869,79 > 1.5 \text{ Cumple.}$$

$$Y_y = \frac{N'}{Mx'} * \frac{b}{2} > 1.5$$

$$Y_x = \frac{N'}{Mx'} * \frac{a}{2} = \frac{1167901.85}{25510} * \frac{260}{2} = 59,52 > 1.5 \text{ Cumple.}$$

- **Comprobación al deslizamiento**

Para suelos cohesivos

$$\frac{A * 0.5 * C}{V_{(x,y)}} \geq 1.5$$

$$\frac{2.6 * 2.6 * 0.5 * 33.975}{0.42} = 273.42 \geq 1.5$$

$$\frac{2.6 * 2.6 * 0.5 * 33.975}{16.45} = 6.98 \geq 1.5$$

- **Determinación de la armadura**

$$\gamma_f = 1.6$$

$$M_{d1} = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)^2$$

$$M_{d1} = \frac{1.6 * 1072,440}{2 * 260} * \left(\frac{260 - 30}{2} + 0.15 * 30 \right)^2 = 47122,188 \text{ kN} * \text{cm}$$

- **Cálculo de la armadura necesaria**

$$\mu_{d1} = \frac{M_{d1}}{a * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_{d1} = \frac{47122,188}{260 * 55^2 * 1.333} = 0.0449$$

$$\omega = \mu_{d1} * (1 + \mu_{d1})$$

$$\omega = 0.0449 * (1 + 0.0449) = 0.0469$$

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

$$A_s = \frac{0.0469 * 260 * 55 * 1.333}{43.478} = 20.56 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{min} = 0.0015 * 260 * 60 = 23.4 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $A_s = 23.4 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 16 \text{ mm}$ con un área de $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$, el número de barras a usar será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset}} = \frac{23.4}{2.01} = 11.64 \text{ barras} \approx 12 \text{ barras}$$

Se asumirá 12 $\emptyset 16 \text{ mm}$

La separación entre barras será:

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

$$s = \frac{260 - 12 * 1.6 - 2 * 5}{12 - 1} = 20.98 \text{ cm}$$

Se utilizará 12 $\emptyset 16 \text{ c/ } 20 \text{ cm}$

- **Cálculo del cortante**

$$V_d = \frac{\gamma_f * N}{a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0.15 * a_o \right)$$

$$V_d = \frac{1.6 * 1072.440}{260} * \left(\frac{260 - 35}{2} + 0.15 * 35 \right) = 777.106,52 \text{ N}$$

- **Verificación de la adherencia**

$$T_b = \frac{V_d}{0.9 * d * N^\circ * \pi * \phi} \leq \tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$T_b = \frac{V_d}{0.9 * d * N^\circ * \pi * \phi}$$

$$T_b = \frac{777106,52}{0.9 * 60 * 12 * \pi * 1.6} = 238,58 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = k^3 \sqrt{f_{cd}^2}$$

$$\tau_{bd} = 2^3 \sqrt{1333^2} = 242,24 \text{ N/cm}^2$$

Realizando la verificación se tiene que:

$$T_b \leq \tau_{bd}$$

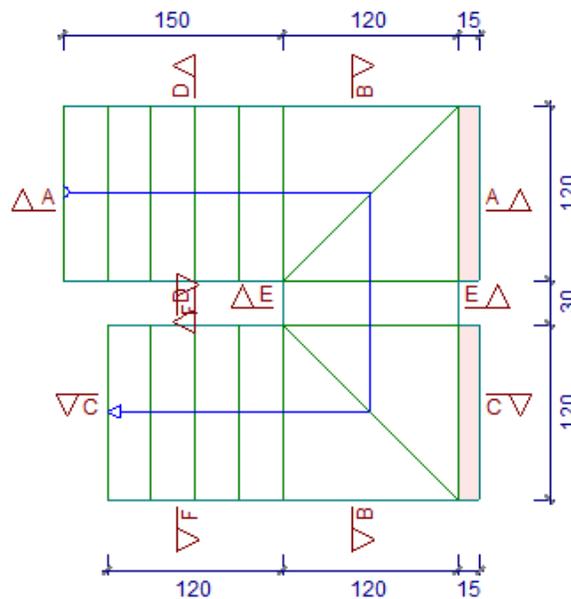
$$238,58 \text{ N/cm}^2 \leq 242,24 \text{ N/cm}^2 \text{ Cumple.}$$

3.5.6.5. Estructuras complementarias

3.5.6.5.1. Diseño estructural de escalera

Dimensionamiento de la escalera

Figura 3. 17 Vista en planta de la escalera



Fuente: programa Cypecad

Geometría

Huella = 30 cm

Contrahuella = 20 cm

Nº de peldaños = 15

Desnivel a salvar = 300 cm

Ancho de la escalera = 120 cm

Recubrimiento = 2.5 cm

La recomendación que nos proporciona la norma para el espesor de la losa es que ésta no puede ser menor a $L/40$ o 8 cm mínimo. Se adoptará 15 cm de espesor de losa.

Las cargas que se consideraron para el diseño de la escalera son las siguientes:

Sobrecarga

La sobrecarga de uso que se asumió fue de 3 KN/m^2

$$\text{sobrecarga} = q_{sc} * a = 3 * 1.20 = 3.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Cargas sobre la losa de rampa del primer tramo

$$A_{\text{rampa}} = 1.20 * 1.20 = 1.44 \text{ m}^2$$

$$Q_{\text{rampa}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} * a = 0.15 * 20 * 1.2 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{peldaños}} = \frac{H * ch}{2} = \frac{0.30 * 0.20}{2} * 1.20 = 0.036 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaño}} = V_{\text{peldaños}} * \gamma_{H^\circ A^\circ} * N^\circ_{\text{peldaños}} = 0.036 * 20 * 5 = 3.6 \text{ kN}$$

$$q_{\text{peldaño}} = \frac{\text{Peso}_{\text{peldaño}}}{A_{\text{rampa}}} * a = \frac{3.6}{1.44} * 1.20 = 3 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{baranda}} = 0.30 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{acabado}} = 1 \text{ kN/m}$$

$$\text{carga muerta total} = Q_{\text{rampa}} + q_{\text{peldaño}} + q_{\text{baranda}} + q_{\text{acabado}} = 7.9 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{q \text{ total} = 7.9 \text{ KN/m}}$$

Carga sobre tramo descanso de la escalera

$$q_{\text{descanso}} = t * \gamma_{H^\circ A^\circ} * a = 0.15 * 20 * 1.2 = 3.6 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{peldaños}} = \frac{H * ch}{2} = \frac{1.20 * 0.20}{2} * 1.20 = 0.144 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaño}} = V_{\text{peldaños}} * \gamma_{H^\circ A^\circ} * N^\circ_{\text{peldaños}} = 0.144 * 20 * 2 = 5.76 \text{ kN}$$

$$q_{peldaño} = \frac{Peso_{peldaño}}{A_{rampa}} * a = \frac{5.76}{1.44} * 1.20 = 4.8 \text{ kN/m}$$

$$q_{acabado} = 1 \text{ kN/m}$$

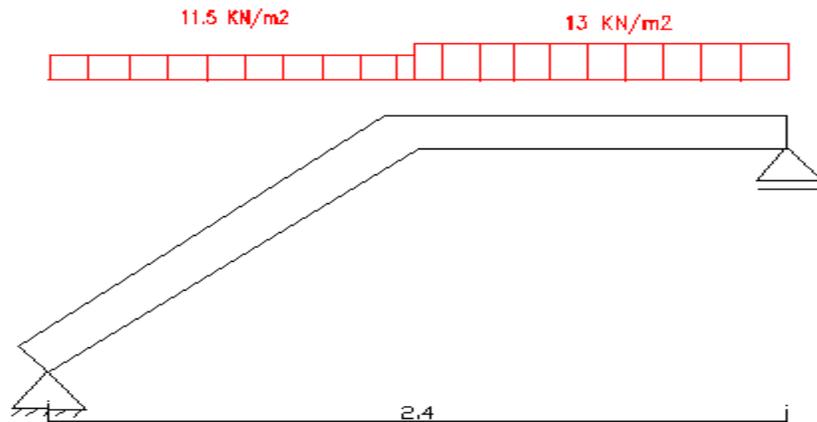
$$carga \text{ muerta total} = q_{descanso} + q_{acabado} + q_{peldaño} = 9.4 \text{ kN/m}$$

$$q \text{ total} = 9.4 \text{ kN/m}$$

La armadura principal se la calculará como una losa maciza de hormigón armado; transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto, cuya cuantía no será inferior al 20 % de la principal.

Se considera a la estructura como un apoyo simple y las cargas uniformes en toda su longitud.

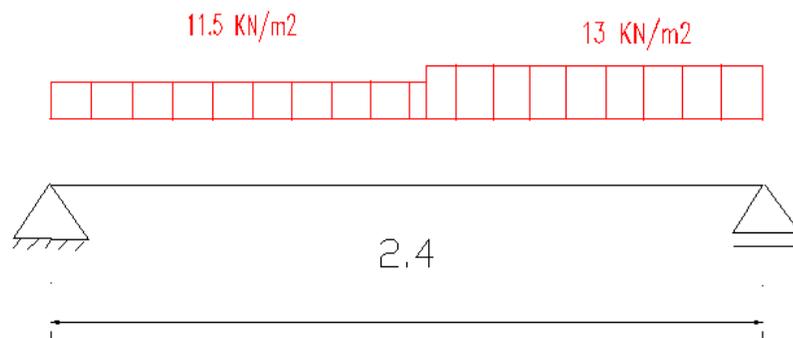
Figura 3. 18 Idealización de la escalera para determinar el momento máximo positivo



Fuente: Elaboración propia

Se considerará a la escalera como una losa plana

Figura 3. 19 Losa plana con apoyo simple



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de reacciones

$$\sum M_A = 0; \quad R_b * 2.4 = 11.5 * 1.20 * 0.6 + 13 * 1.2 * (1.2 + 0.6)$$

$$R_b = 15.15 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0; \quad R_a * 2.4 = 11.5 * 1.20 * (1.20 + 0.6) + 13 * 1.20 * 0.6$$

$$R_a = 14.25 \text{ kN}$$

Distancia en X, donde el cortante es cero, para obtener el momento máximo

$$V_x = R_a - Q_1 * x \quad \rightarrow \quad x = \frac{R_a}{Q_1} = \frac{14.25}{11.5} = 1.24 \text{ m}$$

Momento máximo a la distancia x

$$M_{max} = R_a * x - Q_1 * \frac{x^2}{2}$$

$$M_{max} = 14.25 * 1.24 - 11.5 * \frac{1.24^2}{2} = 8.83 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{max} = 8.83 * 1.6 = 14.13 \text{ kN} * \text{m}$$

Con estos valores obtenidos se procede a determinar la armadura de la escalera

- **Determinación de la armadura longitudinal positiva**

Datos iniciales

$$M_d = 1413 \text{ kN} * \text{cm}$$

Momento de cálculo

$$w_{min} \text{ losas} = 0.0015$$

Cuantía mínima para losas

$$b_w = 120 \text{ cm}$$

Ancho de losa.

$$h = 15 \text{ cm}$$

Espesor de losa

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

Recubrimiento de armadura

$$d = 12.5 \text{ m}$$

Canto útil

- El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{1413}{120 * 12.5^2 * 1.333} = 0.0565$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.319$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50$ kN/cm²

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

$$\text{Con } \mu_d = 0.0565 \quad \rightarrow \quad w_s = 0.0592$$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0592 * 120 * 12.5 * 1.333}{43.478}$$

$$A_s = 2.72 \text{ cm}^2$$

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

$$\omega_{min} = 0.0015$$

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * d = 0.0015 * 120 * 12.5$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones, en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

Para determinar el número de barras se considerará un diámetro de $\phi = 8$ mm con un área de $A_s \phi 8 = 0.503 \text{ cm}^2$; entonces el número de barras será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = \frac{2.72}{0.503} = 5.41 \text{ barras}$$

Se adoptarán 6 barras

Por lo tanto, se utilizará 6 $\phi 8$ mm

Espaciamiento entre armaduras

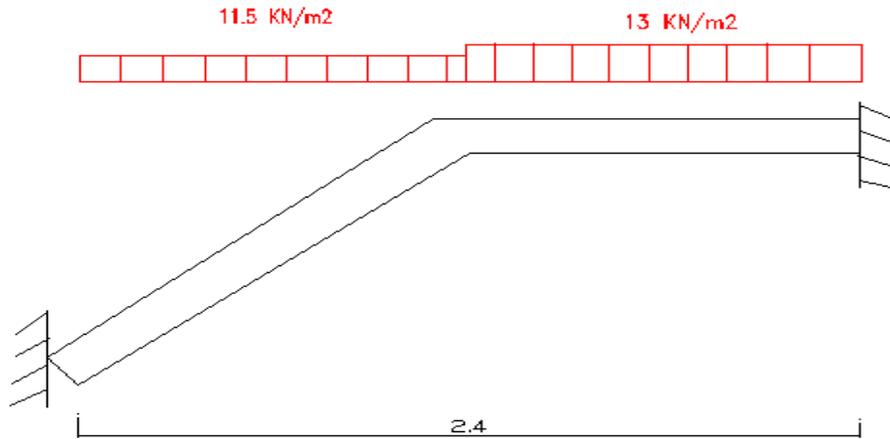
$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{120 - 6 * 0.503 - 2 * 2.5}{6 - 1} = 22.39 \text{ cm}$$

Se dispondrá una armadura **6 $\phi 8$ mm c/20 cm**

- Determinación de la armadura longitudinal negativa

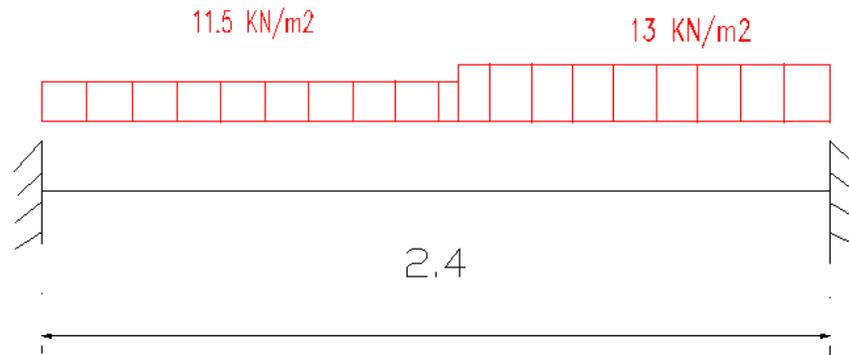
Para determinar la armadura negativa se considera la losa como un apoyo empotrado en ambos lados.

Figura 3. 20 Consideraciones de las cargas para el cálculo de la armadura negativa



Fuente: Elaboración propia

Figura 3. 21 Losa plana con apoyo empotrado



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos para la losa empotrada son los siguientes:

$$R_a = 14.14 \text{ kN.}$$

$$R_b = 15.56 \text{ kN.}$$

$$M_a = 5.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_b = 15.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Armadura longitudinal negativa**

$M_d = 1526 * 1.6 = 2442 \text{ kN} * \text{cm}$	<i>Momento de cálculo</i>
$w_{min} \text{ losas} = 0.0015$	<i>Cuantía mínima para losas</i>
$b_w = 120 \text{ cm}$	<i>Ancho de losa.</i>
$h = 15 \text{ cm}$	<i>Espesor de losa</i>
$r = 2.5 \text{ cm}$	<i>Recubrimiento de armadura</i>
$d = 12.5 \text{ cm}$	<i>Canto útil</i>

- El momento reducido de cálculo será:

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

$$\mu_d = \frac{2442}{120 * 12.5^2 * 1.333} = 0.0977$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.332$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.072 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.0977 \rightarrow w_s = 0.1048$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.1048 * 120 * 12.5 * 1.333}{43.478}$$

$$A_s = 4.81 \text{ cm}^2$$

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

$\omega_{min} = 0.0015$

$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * d = 0.0015 * 120 * 12.5$

$$A_{s \text{ min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$\mathbf{A_{s \text{ cal}} = 4.81 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s \min} = 2.25 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

Para determinar el número de barras se considerará un diámetro de $\phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \phi 8}} = \frac{4.81}{0.503} = 9.56 \text{ barras}$$

Se adoptarán 10 barras

Por lo tanto, se utilizará 10 $\phi 8 \text{ mm}$

Espaciamiento entre armaduras

$$s = \frac{b - \#fe * \phi - 2 * r}{\#fe - 1} = \frac{120 - 10 * 0.503 - 2 * 2.5}{10 - 1} = 12.21 \text{ cm}$$

Adaptando una separación de 15 cm

Se dispondrá una armadura 10 $\phi 8 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

- **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 positiva principal es:

$$A_s = 4.81 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20 % se tiene:

$$A_s = 0.20 * 4.81 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 8 \text{ mm}$ con un área de $A_{s \Phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar será:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 8}} = \frac{0.96}{0.503} = 1.82 \text{ barras}$$

Se adoptarán 2 barras

Por lo tanto, se utilizará 2 $\phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.6. Desarrollo de la Estrategia para la ejecución del proyecto

DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR

3.6.1. Especificaciones Técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Ver A-5 Especificaciones técnicas pág. 54

3.6.2. Cómputos Métricos

En los cómputos métricos se tiene el nombre del ítem, la unidad que efectuará el cómputo, las dimensiones de la pieza, 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. Ver A-6-1 Cómputos métricos pág. 109

3.6.3. Precios Unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el anexo A-6-2 Precios unitarios pág. 139

3.6.4. Presupuesto General

El presupuesto general de la obra se obtuvo en función a los cómputos métricos y precios unitarios correspondientes a cada ítem llegando a un presupuesto total de la obra, que corresponde solo a los ítems presentados; este será una parte del presupuesto total de la obra dado que faltan otros módulos. Ver Anexo A-6-3 Presupuesto general de la estructura pág. 171

3.6.5. Cronograma de Ejecución

Se realizó un cronograma de ejecución del proyecto que se recomienda seguir en la construcción del Edificio Multifamiliar; según el cronograma presente en el Anexo A-7 pág. 172, se tiene planificada la construcción del Edificio en un plazo aproximado 315 días a partir de la fecha que se planifique comenzar con la obra.

CAPÍTULO IV
APORTE ACADÉMICO

4. CAPÍTULO IV APOORTE ACADÉMICO

En el siguiente capítulo se abordará la teoría y metodología para realizar el diseño de muros de contención de hormigón armado. Para obtener resultados óptimos en el diseño del muro de contención se aplicarán las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) y la norma

4.1. Marco conceptual del aporte

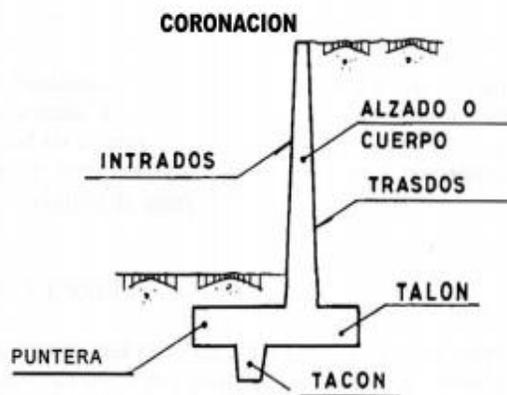
4.1.1. Muros

Los muros son elementos constructivos cuya principal misión es servir de contención, bien de un terreno natural, bien de un relleno artificial. En la situación anterior, el cuerpo del muro trabaja esencialmente a flexión y la compresión vertical debida a su peso propio es generalmente despreciable. Sin embargo, el muro desempeña una segunda misión que es la de transmitir cargas verticales al terreno. La carga vertical puede ser producida también por uno o varios forjados apoyados sobre el muro y por pilares que apoyen en su coronación transmitiendo las cargas de las plantas superiores.

4.1.2. Designaciones de Muro de contención

Tomando el caso más común de un muro de contención, se puede observar las designaciones del mismo en la figura 4.1.

Figura 4. 1 Designaciones empleadas en muros



Fuente: Sitio web

Un muro sin puntera es de uso poco frecuente en edificaciones.

Un muro sin talón se usa cuando el terreno de trasdós es de propiedad ajena, en estos casos, además de los inconvenientes técnicos que se tiene al adoptar esta forma, también tienen problemas constructivos ya que el terreno puede no estar drenado, la impermeabilización no suele ser posible, por tanto, no se puede garantizar que el muro sea impermeable.

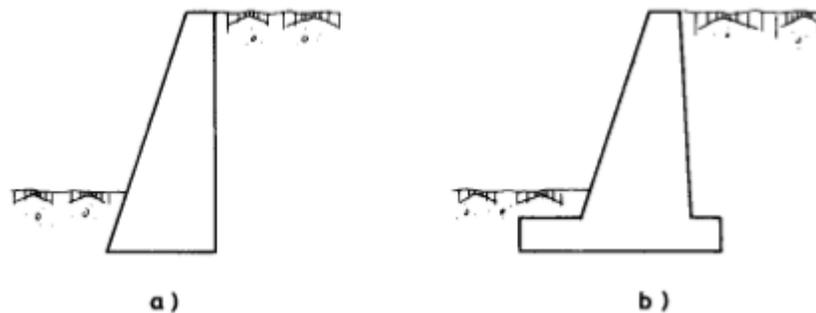
En cuanto al tacón, se prescindirá del mismo cuándo no exista problema de deslizamiento.

4.1.3. Tipología de muros de contención

4.1.3.1. Muros de gravedad

Se construyen con hormigón simple o mampostería de piedra, dependen de su propio peso y del suelo en el que descansa sobre la mampostería para su estabilidad. Este tipo de construcción no es económica para muros altos. Su resistencia se consigue por su propio peso (figura a), normalmente carecen de cimiento diferenciado, aunque pueden tenerlo (figura b).

Figura 4. 2 Muros de Gravedad



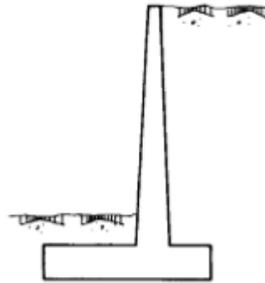
Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.3.2. Muros ménsula

Son los muros de contención de uso más frecuente y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se puede

pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 ó 12 m de altura.

Figura 4. 3 Muro ménsula

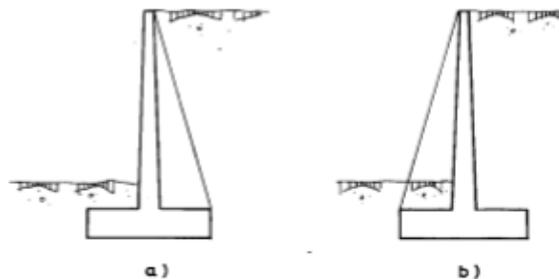


Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.3.3. Muros de contrafuertes

Son similares a los muros en voladizo. Pero a intervalos regulares tienen losas verticales delgadas de hormigón conocidas como contrafuertes que unen entre sí el muro con la losa de la base. La finalidad de estos contrafuertes es reducir las fuerzas cortantes y los momentos flexionantes.

Figura 4. 4 Muros de Contrafuerte



Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.4. Empujes

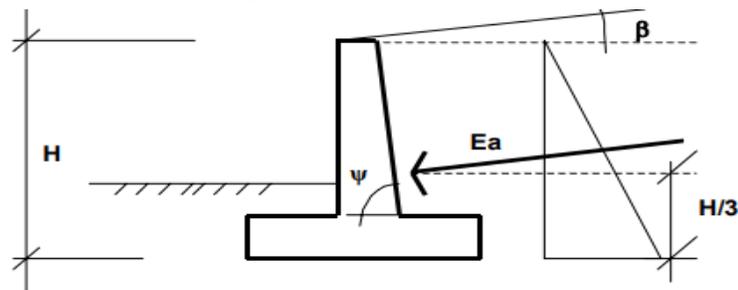
4.1.4.1. Empuje activo

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten

que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero, que originen este efecto.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra.

Figura 4. 5 Empuje activo



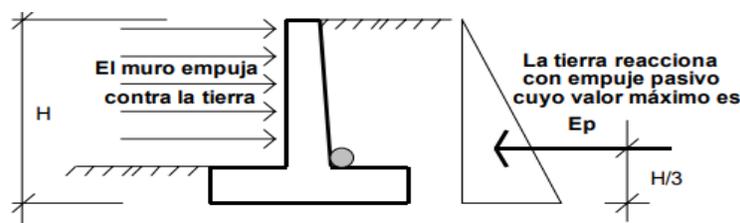
Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

4.1.4.2. Empuje pasivo

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

Figura 4. 6 Empuje pasivo



Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

4.1.4.3. Empuje de reposo de la tierra

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra.

Este es el caso más frecuente en muros de sótano debido a que el mismo está arriostrado en sus lados lo que le impide el deslizamiento.

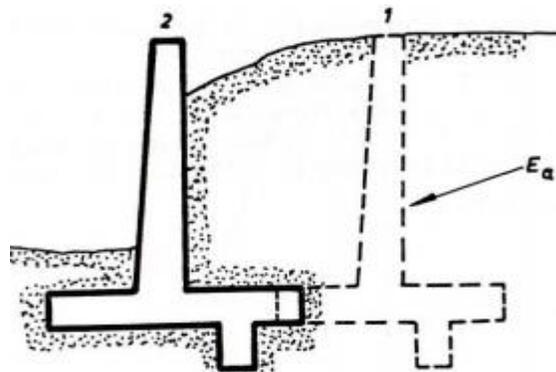
$$E_r = \gamma_s * h * K \quad k = 1 - \text{sen}(\phi)$$

4.1.5. Formas de agotamiento en los muros

4.1.5.1. Deslizamiento

Como consecuencia del empuje activo de las tierras y si el tacón y la puntera no están bien diseñados, así como toda la base cara a un estudio del rozamiento como el suelo, el muro tiende a desplazarse en el sentido que le obliga el empuje activo. La solución de este caso consiste en aumento del tacón, del grueso de la puntera del total.

Figura 4. 7 Deslizamiento debido al empuje activo

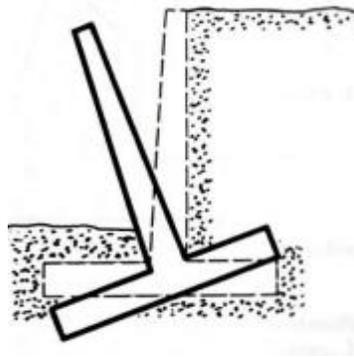


Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres.

4.1.5.2. Vuelco

Observando la figura 4.8 se aprecia fácilmente que la puntera ejerce una acción intensa sobre el terreno; si resulta que dicha acción en ese lugar supera la resistencia mecánica del terreno, la puntera produce un asiento del terreno y tiende a provocar el vuelco del muro tal como se ha indicado en la figura. La solución para estos casos es un aumento de la superficie de asiento de la puntera, ya que cuanto mayor sea la superficie de la puntera menos presión ejercerá sobre el terreno.

Figura 4. 8 Vuelco del muro de contención

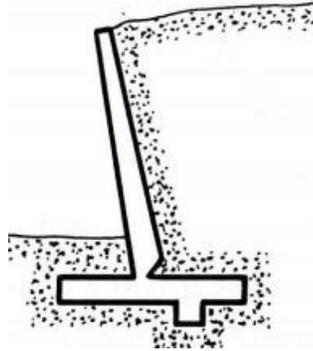


Fuentes: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.5.3. Rotura del alzado

La rotura del alzado se produce cuando no se ha calculado bien la armadura de unión del alzado con la base. En la sección indicada aparecen un momento y un esfuerzo cortante que puedan producir efectos importantes si no se han tenido en cuenta. La solución de este fallo se logra con la colocación de la armadura necesaria a los efectos del cálculo.

Figura 4. 9 Deformación excesiva del alzado

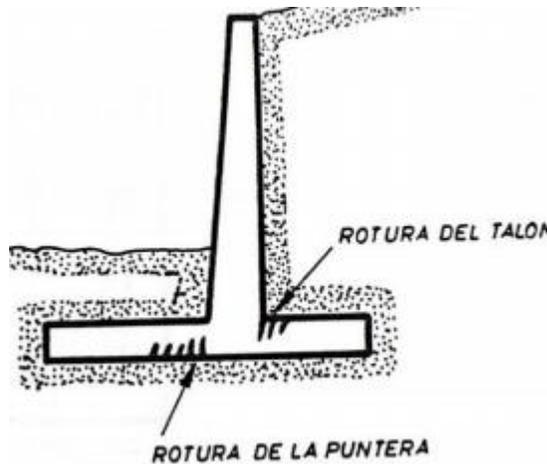


Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.5.4. Roturas de la puntera y del talón

La puntera y el talón, si no han sido armados de acuerdo con los resultados obtenidos del estudio de sus esfuerzos, pueden resultar dañados mediante grietas que llevaran a la rotura de piezas tal como se indica en la figura.

Figura 4. 10 Rotura de puntera y talón



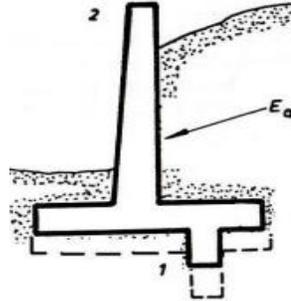
Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.5.5. Hundimiento

Este fallo se produce cuando confiados en que la resistencia del terreno asienta el muro es uniforme en toda su profundidad. Sin embargo, esto no es siempre cierto, sucede que en la auscultación en un terreno puede dar que a cierta profundidad tenga una

determinada resistencia, capacidad de soportar un esfuerzo, y que, sin embargo; profundizado un simple metro esta capacidad haya disminuido, por lo que esto es lo que produce fallo por asiento general.

Figura 4. 11 Hundimiento del Muro



Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de hormigón armado. Rafael Torres

4.1.6. Seguridad del muro de contención

4.1.6.1. Seguridad a vuelco

Es práctica usual aceptar una seguridad de 1.8 para las acciones frecuentes y reducir este valor a 1.5 para combinaciones que incluyan acciones infrecuentes o excepcionales. En el caso particular de comprobación así mismo, el valor suele reducirse a 1.2.

4.1.6.2. Seguridad a deslizamiento

El valor a deslizamiento suele adoptarse un valor mínimo de 1.5, excepto para las comprobaciones así mismo, en que dicho valor suele reducirse a 1.2.

4.1.6.3. Disposiciones relativas de las armaduras

4.1.6.3.1. Armadura vertical

El área de las armaduras verticales debe estar comprendida entre el 4 por mil y el 4 % de Ac. Estas armaduras deben repartirse, en general, la mitad en cada cara. Pueden disponerse, también en una sola capa central.

El espaciamiento entre dos barras verticales próximas no debe sobrepasar el doble del espesor del muro, ni los 30 cm.

4.1.6.3.2. Armadura horizontal

Debe disponerse una armadura horizontal, paralela a las caras del muro y colocada entre la armadura vertical y el paramento más próximo. Su cuantía será, al menos, igual al 50 % de la correspondiente armadura vertical.

La separación entre dos barras horizontales próximas no será superior a 30 cm. Su diámetro no será superior a la cuarta parte del correspondiente a las barras verticales.

4.2. Alcance del Aporte Académico

Como un aporte, en el presente proyecto de grado se propone el Diseño estructural de Muros en Ménsula de Hormigón Armado; este muro de contención estará dispuesto perimetralmente a una profundidad de 1.50 metros respecto del nivel de la cota de calle. Se debe tomar en cuenta que este proyecto tiene vecinos colindantes y por tal motivo se debe respetar estas propiedades privadas, al momento de determinar la disposición del muro de contención. El diseño de la estructura se lo ejecutara por el software Cypecad 2017 m, bajo las especificaciones de la norma Boliviana del Hormigón Armado CBH 87.

En el aporte académico propuesto se determinará las cargas actuantes a la que estará sometido el muro y garantizar el equilibrio del mismo, para poder calcular la armadura requerida en un tramo de sección del muro, mediante la normativa especificada anteriormente.

4.3. Aporte Académico

4.3.1. Diseño de Muro en Ménsula de hormigón armado

En el siguiente apartado se describe el procedimiento de cálculo y verificación de un tramo de muro en ménsula; como ejemplo se plantea el muro en ménsula M1 que estará expuesto a cargas ligeras de vehículos y al empuje del terreno.

4.3.2. Desarrollo del cálculo

Para poder realizar el diseño muro de Sótano se extrajo del software Cypecad los esfuerzos que se producen en el muro y de esta manera analizar cuál es el muro que presenta mayores solicitaciones y poder realizar su diseño.

A continuación, se presentan los esfuerzos obtenidos del programa Cypecad, pertenecientes a cada muro; de todos los esfuerzos analizados, se realizará el diseño del Muro M1 ya que en él se presentan los máximos esfuerzos.

Tabla 4. 1 Esfuerzos en Muros

	MURO 1		MURO 2		MURO 3	
Momento Vertical (Mx)	M max	M min	M max	M min	M max	M min
Peso propio	3,7	-0,9	0,15	-1,02	1	-3,58
Carga permanente	5,26	-1,08	0,25	-1,49	1,42	-5,88
Empuje Terreno	1,7	-6,39	3,97	-1,23	6,23	-1,75
Sobrecarga de Uso	1,75	-0,46	0,07	-0,58	0,54	-1,67
Total	12,41	-8,83	4,44	-4,32	9,19	-12,88
Momento Horizontal (My)						
Peso propio	1,1	-2,86	0,15	-1,02	2,75	-1,01
Carga permanente	1,61	-4,07	0,25	-1,49	3,12	-1,33
Empuje Terreno	1,39	-3,6	3,97	-1,23	2,08	-1,64
Sobrecarga de Uso	0,58	-1,5	0,07	-0,58	1,35	-0,5
Total	4,68	-12,03	4,44	-4,32	9,3	-4,48

MURO 4		MURO 5		MURO 6		MURO 7	
M max	M min	M max	M min	M max	M min	M max	M min
1,79	-1,73	0,14	-0,37	0,27	-2,57	3,16	-0,43
2,94	-2,94	0,2	-0,48	0,3	-2,95	4,92	-0,58
0,14	-5,39	7,55	-0,92	1,01	-1,06	1,79	-7,58
0,73	-0,89	0,08	-0,2	0,13	-1,2	1,73	-0,24
5,6	-10,95	7,97	-1,97	1,71	-7,78	11,6	-8,83
2,49	-0,61	0,92	-0,11	0,32	-1,19	0,94	-2,83
2,46	-0,68	1,16	-0,16	0,9	-1,5	1,47	-4,52
1,38	-3,55	3,03	-1,44	0,84	-3,23	1,31	-3,02
1,04	-0,27	0,47	-0,07	0,36	-0,61	0,52	-1,56
7,37	-5,11	5,58	-1,78	2,42	-6,53	4,24	-11,93

Fuente: Elaboración propia

Datos: Muro 1

Geometría

Altura del muro: 1.80 m

Altura del muro hasta la cota de terreno: 1.50 m

Espesor del muro constante: 0.25 m

Vuelo intradós: 0.80 m

Altura de la zapata: 0.30 m

Terreno

Coefficiente de rozamiento terreno- cimiento :0.5

Tensión admisible: 0.184 MPa

Estratos

Descripción = Arcilla semidura

Cargas

Cargas sobre el terreno del trasdós: $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Cálculo peso propio

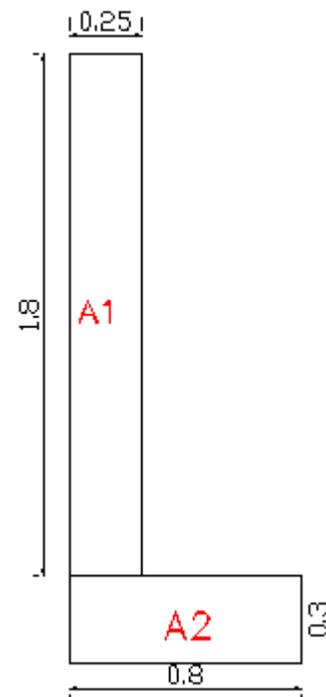
$$A1 = 1.80 \cdot 0.25 = 0.45 \text{ m}^2$$

$$X_{cg1} = 0.25/2 = 0.125 \text{ m}$$

$$\text{Peso: } Vol \cdot \gamma_{H^o} = 0.45 \cdot 1 \cdot 20 = 9 \text{ kN}$$

$$\text{Peso} \cdot \text{brazoX} = 9 \cdot 0.125 = 1.125 \text{ kN/m}$$

$$\text{Peso} \cdot \text{brazoY} = 9 \cdot 1.20 = 10.8 \text{ kN/m}$$



DC	A (m ²)	Xcg (m)	Ycg (m)	W (kg)	W*BrazoX (kg*m)	W*brazoY (m)
1	0.45	0.125	1.20	9	1.125	10.8
2	0.24	0.40	0.15	4.8	1.92	0.72
ΣTotal	0.69	-		13.8	3.045	11.52

$$X_{cg} = \frac{\Sigma \text{ peso } * \text{ brazoX}}{\Sigma \text{ Peso}} = \frac{3.045}{13.8} = 0.22 \text{ m}$$

$$Y_{cg} = \frac{\Sigma \text{ peso } * \text{ brazoY}}{\Sigma \text{ Peso}} = \frac{11.52}{13.8} = 0.83 \text{ m}$$

$$\text{Peso del muro (W)} = 13.8 \text{ kN}$$

Sobre el muro de contención actúan cargas verticales y horizontales, pero la mayoría de estas cargas son tomadas por las columnas y transmitidas hacia las zapatas, por lo que la carga vertical que recibe es mínima.

Con los resultados obtenidos del estudio de suelos, tomando sus parámetros de los límites de Atterberg se obtendrá los valores del ángulo de rozamiento y la cohesión del suelo de acuerdo a las propiedades geotécnicas de suelos en el valle central de Tarija haciendo uso de las fórmulas que se citan en el libro. (Alberto B. R., 2021)

Datos necesarios

$$LL = 30.48 \%$$

$$IP = 13.7 \%$$

Ángulo de rozamiento

$$\phi = \sqrt{-446.322 + \frac{9432}{IP}}$$

$$\phi = \sqrt{-446.322 + \frac{9432}{13.7}}$$

$$\phi = 15.56^\circ$$

Cohesión

$$C = 68.452 - \frac{1050.84}{LL}$$

$$C = 68.452 - \frac{1050.84}{30.48}$$

$$C = 33.975 \text{ kPa}$$

Empuje debido a la sobrecarga

$$E_{sc} = q * k$$

$$k = 1 - \text{sen}(\phi) = 1 - \text{sen}(15.56^\circ) = 0.73$$

$$E_{sc} = 5 * 0.73 = 3.65 \text{ kN/m}$$

Empuje del terreno en reposo

$$E_{\text{reposo}} = \gamma_s * h * K$$

$$E_{\text{reposo}} = 19.62 * 1.5 * (1 - \text{sen}(15.56^\circ)) = 21.53 \text{ kN/m}$$

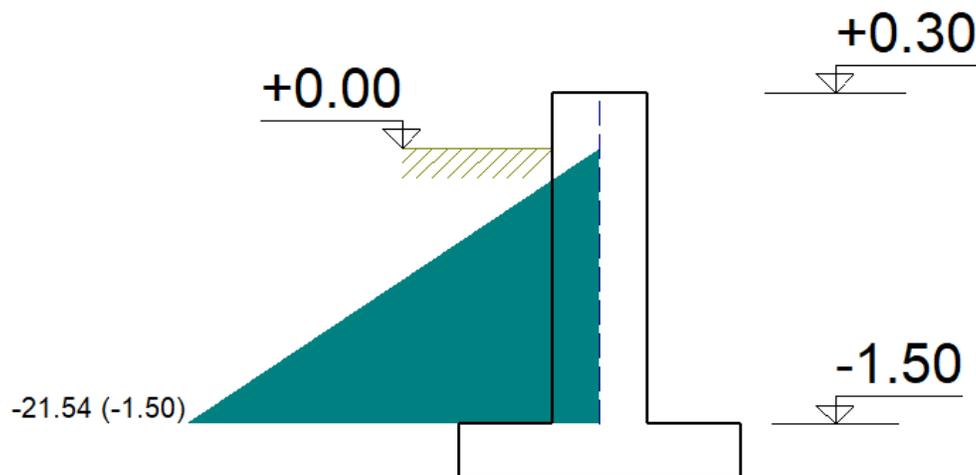
Presión total producida por los empujes

$$E_{\text{total}} = E_{sc} + E_{rep}$$

$$E_{\text{total}} = 3.65 + 21.53 = 25.19 \text{ kN/m}$$

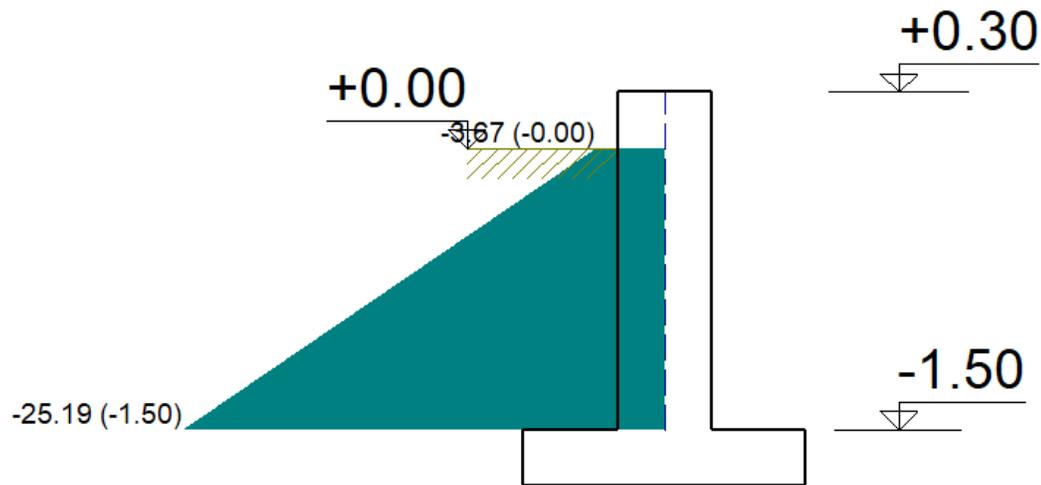
En las figuras 4.12 y 4.13 se presenta la acción de las presiones del terreno con las dos situaciones de empujes con la sobrecarga y sin ella, donde la presión producida por la sobrecarga que viene de los vehículos de tráfico liviano es uniforme en toda la altura del muro, mientras que la presión producida por el empuje del terreno en reposo actúa de forma triangular.

Figura 4. 12 Empuje sobre el Muro sin Sobrecarga



Fuente: Software Cypeca

Figura 4. 13 Empuje sobre el Muro con Sobrecarga



Fuente: Software Cypecad

Esfuerzos en el Muro

Los esfuerzos en el muro, se los obtuvo mediante del software Cypecad, en el icono Envolventes en Muros; estos esfuerzos para el diseño se los determinó mediante una interpretación de los valores, debido a que el programa no cuenta un modelo en el cual se pueda obtener estos valores de manera más exacta.

Para realizar el diseño del muro se tomaron los valores de esfuerzos que produce el empuje del terreno de manera horizontal, debido a que es el que intenta desestabilizar al muro, y por otro lado el empuje que generan las demás cargas son pequeños en comparación al empuje del terreno.

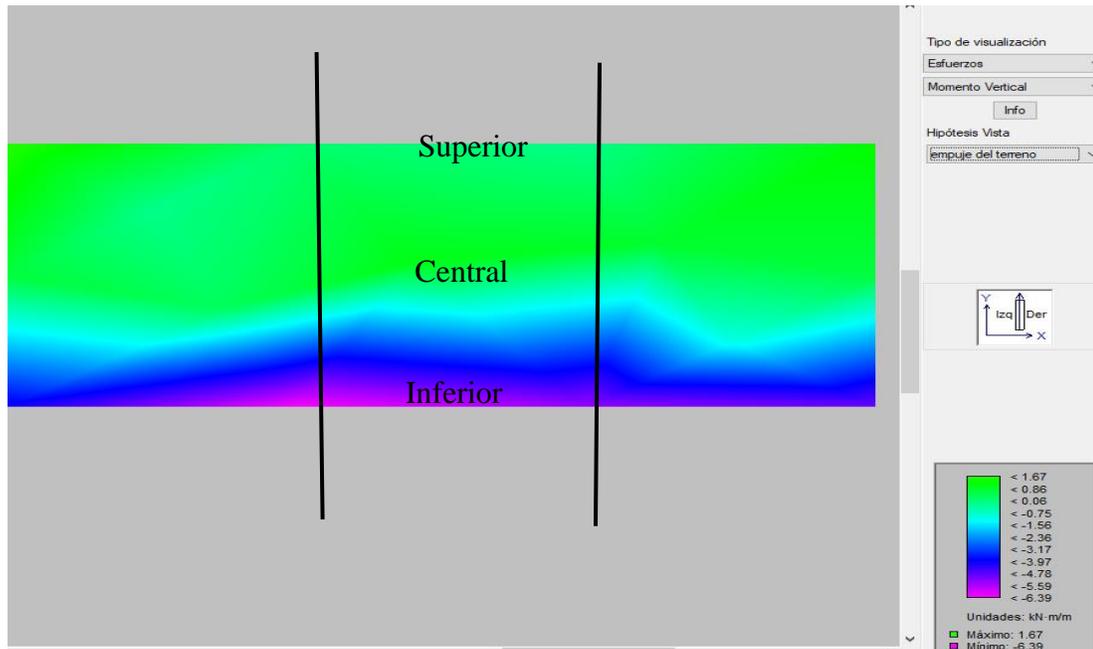
Tabla 4. 2 Envolvente del tramo en análisis de muro para Armadura Vertical

Hipótesis	Parte Superior	Parte Central	Parte Inferior
Empuje Terreno	0	1.16	6.39

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente figura se muestra de qué punto se extrajeron los valores del esfuerzo provocados por el empuje del terreno.

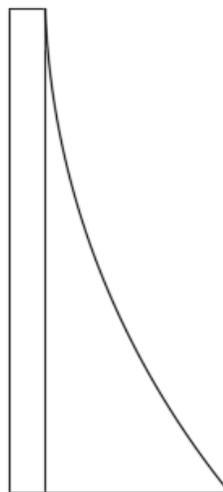
Figura 4. 14 Envoltente del Empuje del Terreno



Fuente: Software Cypecad

Los valores presentados en la Tabla 4.2 serán mayorados por la combinación de cargas de acuerdo a norma.

El diseño del muro se lo realiza a flexión, considerando como una viga impedida al deslizamiento en la parte inferior, para lo cual es necesario conocer los esfuerzos primeramente verticales, para determinar la armadura vertical del muro.



$$M = 6.39 \text{ KN*m/m}$$

Momento para la Armadura vertical

Se diseñará con el momento máximo para el tramo del muro

Momento de diseño = $6.39 * 1.6 = 10.22 \text{ kN*m/m}$

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 100 \text{ cm}$

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

Canto útil $d = b - d' = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ N/cm}^2$

$\gamma_c = 1.5;$

$\gamma_c = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{1022}{100 * 22^2 * 1.333} = 0.020 \approx 0.030$$

Se tiene que $\mu_{lim} = 0.332$ valor que se obtiene en función del tipo de acero $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Si $\mu_d < \mu_{lim}$ No se necesita armadura a compresión

$0.030 < 0.319$ No necesita armadura a compresión

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.030 \rightarrow \omega_s = 0.0310$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.0310 * 100 * 22 * 1.333}{43.478} = 2.09$$

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2$$

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

$\omega_{min} = 0.0009$ para armadura vertical en muros

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * d = 0.0009 * 100 * 22$$

$$A_{s \min} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \min}$

$$A_{s \text{ cal}} = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ cal}}$

- Determinación del número de barras

Número de barras si usamos Φ 10 mm que tiene un área igual a 0.785 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{2.09 \text{ cm}^2}{0.785 \text{ cm}^2} = 2.66 \text{ barras} \approx 3 \text{ barras}$$

El espaciamiento entre barras será

$$\text{Espaciamiento} = \frac{100}{N^\circ \text{ barras}} = \frac{100}{3} = 33.33$$

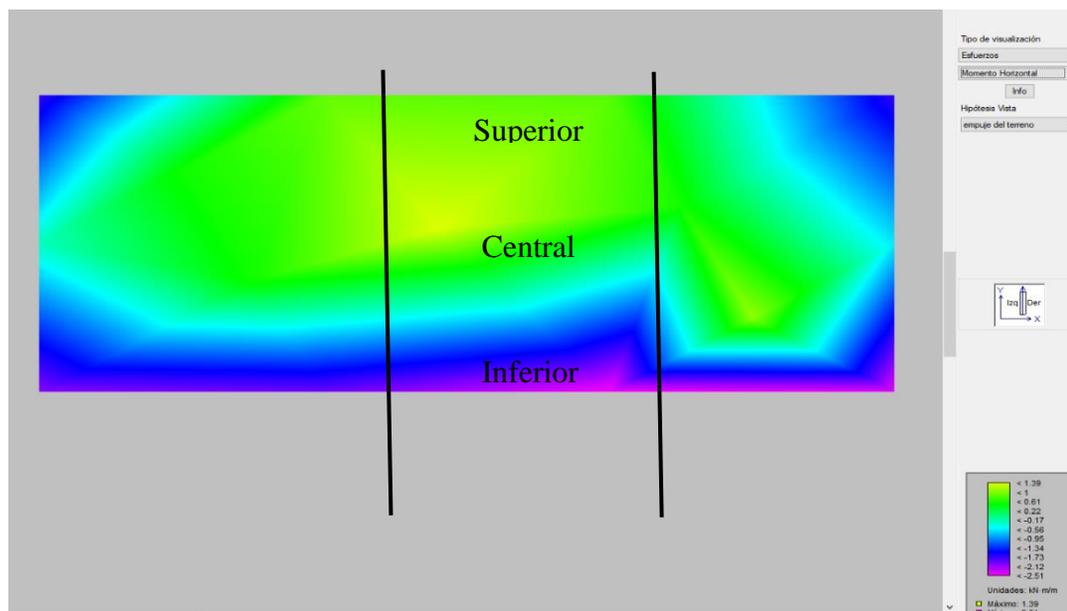
Se dispondrá de 3 barras Φ 10 c/30 cm

Envolvente para determinar la armadura Horizontal

Tabla 4. 3 Envolvente del tramo en análisis para Armadura horizontal

Hipótesis	Parte Superior	Parte central	Parte Inferior
Empuje Terreno	0.95	0.60	2.51

Fuente: Elaboración propia



Momento Horizontal

Momento de diseño = $2.51 \cdot 1.6 = 4.14 \text{ km} \cdot \text{m/m}$

Base de la viga $b_w = 25 \text{ cm}$

Altura de la viga $h = 180 \text{ cm}$

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

Canto útil $d = b - d' = 25 - 2 = 22 \text{ cm}$

Resistencia del hormigón: $f_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia del acero: $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_c = 1.5$;

$\gamma_c = 1.15$

- Determinación del momento reducido de cálculo: μ_d

$$\mu_d = \frac{M_D}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{414}{180 * 22^2 * 1.333} = 0.01 \approx 0.03$$

- Determinación de la cuantía mecánica (ω_s)

Este valor se obtiene de la tabla 2.11

Con $\mu_d = 0.03 \rightarrow w_s = 0.031$

- Determinación de la armadura (A_s)

$$A_s = \frac{\omega_s * b_w * d * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.031 * 180 * 22 * 1.333}{43.478}$$

$$A_s = 3.76 \text{ cm}^2$$

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

$\omega_{min} = 0.0006$ para armadura horizontal en muros en una cara

$$A_{s \text{ min}} = \omega_{min} * b_w * h = 0.0006 * 100 * 22$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Se debe escoger el valor mayor entre el área de cálculo entre A_s y $A_{s \text{ min}}$

$$A_{s \text{ cal}} = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Se escoge la armadura mayor entre las dos opciones en este caso la $A_{s \text{ min}}$

- Determinación del número de barras

Número de barras si usamos Φ 8 mm que tiene un área igual a 0.503 cm^2

$$\text{Número de barras} = \frac{3.76 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 7.47 \text{ barras} \approx 8 \text{ barras}$$

El espaciamiento entre barras será

$$\text{Espaciamiento} = \frac{180}{\text{N}^\circ \text{ barras}} = \frac{180}{8} = 22.5 \text{ cm}$$

Se dispondrá de 8 barras Φ 8 c/25 cm

La armadura de coronación está formada por 2 Φ 16mm por cara.

4.3.3. Zapatas Corridas

Para la obtención de los esfuerzos en la zapata corrida se tomaron los que se encuentran en la parte baja de los envolventes de muros.

Axil Vertical

Peso propio = 43.31 kN/m

Carga permanente = 49.16 kN/m

Sobrecarga de uso = 14.24 kN/m

Carga total Axil Vertical N: 106.77 kN/m

$M_x = 5.52 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$M_y = 10.60 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$Q_x = 10.4 \text{ kN/m}$

$Q_y = 21.93 \text{ kN/m}$

Resistencia característica del H°A° $F_{ck} = 2 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia característica del acero $F_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón: $f_{cd} = \frac{2}{1.50} = 1.333 \text{ kN/cm}^2$

Resistencia de cálculo del acero: $f_{yd} = \frac{50}{1.15} = 43.478 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{adm} = 0.184 \text{ MPa}$ Capacidad portante del suelo de fundación

Cohesión C = 33.975 kPa

Dimensiones de la zapata corrida

Ancho: 0.80 m

Alto: 0.30 m

Espesor del muro: 0.25 m

b = 30 cm

- **Cálculo de la excentricidad**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{5.52}{106.77} = 0.052 \text{ m} \leq \frac{0.8}{6}$$

Corresponde a una distribución trapezoidal de las presiones y se calcula con la siguiente formula:

$$\sigma = \frac{N}{L * B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L}\right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{106.77}{1 * 0.80} * \left(1 + \frac{6 * 0.052}{1}\right) = 175.10 \frac{N}{mm^2} < 0.184 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{106.77}{1 * 0.80} * \left(1 - \frac{6 * 0.052}{1}\right) = 91.82 \frac{N}{mm^2} < 0.184 \frac{N}{mm^2}$$

Momento que se produce en el vuelo

$$M = 73.45 * 0.15 + 66.62 * 0.027 = 15.618 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M = 15.618 * 1.6 = 25.09 \text{ kN} * \text{m/m}$$

- **Comprobación al vuelco**

$$Y_x = \frac{N'}{M_{y'}} * \frac{a}{2} > 1.5$$

$$Y_x = \frac{N'}{M_{y'}} * \frac{a}{2} = \frac{106.77}{10.60} * \frac{0.80}{2} = 4.06 > 1.5 \text{ Cumple.}$$

$$Y_y = \frac{N'}{M_{x'}} * \frac{b}{2} > 1.5$$

$$Y_y = \frac{N'}{M_{x'}} * \frac{a}{2} = \frac{106.77}{5.52} * \frac{0.8}{2} = 7.81 > 1.5 \text{ Cumple.}$$

- **Comprobación al deslizamiento**

$$\frac{A * 0.5 * C}{V_{(x,y)}} \geq 1.5$$

$$\frac{2.6 * 2.6 * 0.5 * 33.975}{10.4} = 11.04 \geq 1.5$$

$$\frac{2.6 * 2.6 * 0.5 * 33.975}{21.93} = 5.23 \geq 1.5$$

- **Cálculo de la armadura necesaria**

Para un ancho de 80 cm y alto 30 cm

$$\mu_{d1} = \frac{M_{d1}}{a * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_{d1} = \frac{2509}{80 * 25^2 * 1.333} = 0.0376$$

$$\omega = 0.0390$$

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

$$A_s = \frac{0.0390 * 80 * 30 * 1.333}{43.478} = 2.86 \text{ cm}^2$$

- **Cálculo de la armadura mínima**

$$A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{min} = 0.0015 * 80 * 25 = 3 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $A_s = 3 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar será:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_\Phi} = \frac{3}{1.13} = 2.65 \approx 3 \text{ barras}$$

Se asumirá 3 $\Phi 12 \text{ mm}$

La separación entre barras será:

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

$$s = \frac{80 - 3 * 1.13 * -2 * 5}{3 - 1} = 33.30 \text{ cm}$$

Se utilizará 3 $\Phi 12 \text{ c/ } 30 \text{ cm}$

- **Cálculo de la armadura necesaria**

Para un ancho de 100 cm y alto 30 cm

$$\mu_{d1} = \frac{M_{d1}}{a * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_{d1} = \frac{2509}{100 * 25^2 * 1.333} = 0.0301$$

$$\omega = 0.031$$

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

$$A_s = \frac{0.0310 * 100 * 25 * 1.333}{43.478} = 2.37 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de la armadura mínima

$$A_{min} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{min} = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se adopta la armadura mayor de $A_s = 3.75 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro: $\Phi = 12 \text{ mm}$ con un área de $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$, entonces el número de barras a usar será:

$$N^\circ \text{ de } \mathbf{barras} = \frac{A_s}{A_\phi} = \frac{3.75}{1.13} = 3.31 \text{ barras}$$

Se asumirá 4 $\Phi 12 \text{ mm}$

La separación entre barras será:

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

$$s = \frac{100 - 4 * 1.13 * -2 * 5}{4 - 1} = 28.49 \text{ cm}$$

Se utilizará 4 $\Phi 12 \text{ c/ } 30 \text{ cm}$

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

CONCLUSIONES:

Habiéndose finalizado el “Diseño Estructural del Edificio Multifamiliar” y cumpliendo de manera satisfactoria los objetivos propuestos, se concluye:

- Del levantamiento topográfico realizado en el terreno se concluye que la superficie es plana, presenta desniveles mínimos lo que facilita el proceso de limpieza y nivelación del mismo.
- El tipo de arquitectura del diseño está pensada para este tipo de edificaciones, siendo sus ambientes muy bien dispuestos, además que los mismos son modernos y cómodos.
- Se realizó el estudio de suelos determinando la capacidad portante realizado en dos pozos de exploración a diferentes profundidades de hasta los 6 m; se realizó el diseño con una capacidad portante mínima del suelo de 1.88 kg/cm^2 en base a esta resistencia obtenida se decidió fundar a los 2m de profundidad y se determinó el tipo de fundación más adecuada siendo ésta de zapatas centrales y zapatas corridas.
- Para el diseño de la cubierta metálica se utilizó el software Cype 3D, donde se verificó los perfiles metálicos que conformaban la cubierta siendo éstas diseñadas con perfiles costanera metálicos, la cuerda superior como inferior con perfiles CF 100*40*3 mm y para las diagonales y montantes con perfil CF 60*40*2 mm; ambos perfiles son comunes en nuestro medio.
- Se utilizó el software CypeCad 2017 para el diseño de la estructura, donde se verificó la cuantía de los elementos más solicitados de forma manual, obteniéndose resultados con muy poca variación respecto a los proporcionados por el software siguiendo las especificaciones de la normativa Boliviana del hormigón CBH-87.
- En el diseño de vigas se optó por uniformizar las secciones principales de la estructura en todos los niveles obteniendo una dimensión en vigas principales de 45x25 cm.

- Se realizó el diseño de verificación que las columnas de la estructura son las que presentan mayor sollicitación con armaduras que requerían diámetro de hierro de 20 mm, a diferencia de las columnas perimetrales, de manera que se tienen diferentes secciones de columnas.
- Para el diseño de losas alivianadas con viguetas pretensadas en una dirección, se optó por colocar complemento de plastroformo en vez de bloque de cerámica, por el hecho de ser más liviano además que se reduce el peso por metro cuadrado. Por otra parte, el plastroformo es un aislante térmico y acústico muy usado en nuestro medio y para el tipo de estructura de un edificio multifamiliar no debe existir la contaminación acústica desde los pisos superiores.
- Se realizó el diseño del muro de hormigón armado en un tramo del mismo donde se presentaban mayores sollicitaciones debido a los empujes; se diseñó bajo las especificaciones de la norma boliviana, considerando los empujes del terreno como el empuje predominante para realizar el cálculo de la armadura del mismo, obteniéndose resultados similares a los presentados por el software.
- El presupuesto de la estructura se determinó mediante el software Prescom por el cual se consideraron los módulos de obra gruesa y obra fina con un precio de 3.582.036,62 Bs; se consideraron los precios unitarios vigentes en nuestro medio.
- Para la construcción del Edificio Multifamiliar se determinó un tiempo de 315 días calendario para su ejecución.

RECOMENDACIONES

Se recomienda:

- Realizar un buen estudio geotécnico es primordial para poder realizar un planteamiento de alternativas en cuanto al tipo de cimentación, esto con el fin de obtener una buena respuesta estructural del lado de la seguridad y economía de la estructura.
- Verificar la capacidad portante del suelo antes de la ejecución del proyecto con el número de pozos de exploración que se crean necesarios y a la profundidad que sea requerida por los responsables de la ejecución de la obra.
- El software de diseño CYPECAD, solo es una herramienta con que contamos para realizar el diseño; se recomienda siempre verificar algunos elementos para poder tener la certeza que el diseño es óptimo.
- Se debe ser muy minucioso al momento de introducir valores al programa porque se pueden cometer errores que alterarían los resultados y éstos no sean óptimos, por lo que se recomienda tomarse el tiempo necesario para analizar y verificar la introducción de datos al programa.
- Es necesario realizar una verificación manual de los elementos ya que presentan variaciones en su armado que pueden llegar a ser de gran importancia, mediante un análisis de la estructura con los métodos tradicionales para tener una referencia de comparación de los resultados que entregue el software.
- Para lograr la resistencia del hormigón requerida en diseño se recomienda hormigonar con hormigones premezclados ya que se tiene una cierta garantía y se reduce el tiempo y costo de obra. Utilizar agregados de buena calidad y tamaños indicados en las especificaciones técnicas.
- Al realizar el diseño de las estructuras de hormigón armado como es el caso de las vigas, columnas, zapatas, muros y losas, se recomienda cumplir con los recubrimientos mínimos que indica la Norma Boliviana del Hormigón Armado, para evitar la posible oxidación de la armadura que pueda disminuir considerablemente su resistencia.

- Tener en cuenta el software CypeCad en sus propiedades de presentar las envolventes del muro de contención, para obtener los esfuerzos solicitados; el programa lo representa como una pantalla a colores para denominar a los valores máximos y mínimos siendo éstos muy subjetivos para su obtención.
- En el proceso de construcción del muro de contención en el hormigonado se debe adicionar un aditivo impermeabilizante como ser el Sika 1, esto con el fin de proteger al muro que estará en contacto con el suelo.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el comportamiento de la estructura.