

## **CAPÍTULO I**

### **ANTECEDENTES**

#### **1.1 El Problema.**

##### **1.1.1 Planteamiento.**

El Ministerio Público es una institución constitucional, que representa a la sociedad ante los órganos jurisdiccionales para velar por el respeto de los derechos y las garantías constitucionales. Tiene por finalidad defender la legalidad y los intereses generales de la sociedad, ejercer la acción penal pública e interponer otras acciones; en el marco establecido por la Constitución Política del Estado, los Tratados y Convenios Internacionales en materia de Derechos Humanos, y las leyes.

La Fiscalía de Distrito, es una institución dependiente del Ministerio Público, regula todas las actividades ilícitas a la cabeza del Fiscal de Distrito y su equipo de Fiscales.

En la ciudad de Tarija actualmente el personal de la Fiscalía de Distrito del Departamento de Tarija, no cuenta con una infraestructura adecuada, ya que el edificio ha sido concebido para vivienda (departamentos) y reacondicionado para que funcione esta institución, de forma incomoda donde no existen los servicios básicos adecuados para su personal, como también para los visitantes que acuden todos los días a realizar trámites de tipo legal. Esto implica ambientes de los fiscales muy pequeños, secretarías no funcionales, ambientes administrativos inexistentes al igual que la del I.D.I.F (Instituto de Investigaciones Forenses).

Con todas estas limitaciones, actualmente el edificio de la Fiscalía de Distrito desarrolla sus actividades en ambientes cuya tipología se detalla a continuación.

Tabla 1: Infraestructura actual Fiscalía de Distrito

Ambiente	Estado
Batería de baños	No adecuado
Ambientes de Oficina Central	Regular
Ambientes Administración	No Adecuado
Ambientes de fiscales de distrito	No adecuado
Espacios públicos	Incómodos
Sistema de seguridad	Inexistente
Ambientes para el IDIF	Inexistente
Portería	Inadecuado

Fuente: Secretaria Departamental De Obras Publicas Gobierno Autónomo Departamental de Tarija.

La falta de una infraestructura adecuada y el aumento de trámites de índole legal, puede llevar que la fiscalía no pueda cumplir con sus funciones de manera eficaz, generando retrasos en los casos fiscales e incomodidad a la población.

En el Cuadro N°1.2 se presenta la cifra de delitos que son cometidos en Bolivia.

Tabla 2: Delitos cometidos en Bolivia por naturaleza

NATURALEZA DEL HECHO	LA PAZ	SANTA CRUZ	COCHABAMBA	ORURO	POTOSI	SUCRE	TARIJA	BENI	PANDO	TOTAL DELITOS
Homicidios	1218	597	267	221	159	20	91	57	26	2656
Personas	2323	4003	458	571	177	151	419	191	65	8358
Menores	1128	1371	321	203	88	76	111	64	32	3394
Propiedades	3757	5937	1936	1149	236	214	835	584	277	14925
Económico										
Financieros	1172	2351	398	218	62	95	214	77	28	4615
Corrupción Publica	914	657	262	115	31	45	50	42	5	2121
Operaciones										
Especiales	211	1078	100	31	10	27	17	8	4	1486
TOTAL	10723	15994	3742	2508	763	628	1737	1023	437	37555

Fuente: INE 2007

Como consecuencia de la situación creada por la falta de una infraestructura adecuada y con el aumento de los trámites de índole legal, se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Alquiler de ambientes.

- Construcción de una nueva infraestructura para la fiscalía.

### **1.1.2 Formulación.**

Por todo lo mencionado, se hace necesario plantear como solución la construcción de la Casa Fiscal para la ciudad de Tarija.

A través de la elaboración y la construcción de la nueva infraestructura de la Casa Fiscal se podrá superar la problemática existente en la Fiscalía, al generar ambientes apropiados y cómodos, tanto para la mayor capacidad de fiscales, como para una mejor atención a la ciudadanía que acude a realizar trámites de índole legal.

### **1.1.3 Sistematización.**

Del planteamiento de la alternativa construcción de la Casa Fiscal (ciudad de Tarija) se definió que estará contemplado a través de los siguientes elementos estructurales:

- **Cimientos.**- losa de cimentación.
- **Estructura de edificación porticada de H°A°.**- Contempla vigas y columnas.
- **Losas.**- Una losa alivianada con disposición de viguetas pretensadas.

## **1.2 Objetivos.**

### **1.2.1 General.**

Realizar el Diseño estructural de la Casa Fiscal de la Ciudad de Tarija, cumpliendo con las recomendaciones de la Norma Boliviana del H°A° (CBH-87), para un diseño eficiente y económico de la edificación.

### **1.2.2 Específicos.**

- Realizar el estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio.
- Diseñar las estructuras de cimentación.
- Realizar el diseño y dimensionamiento de la estructura cumpliendo con las especificaciones de la normativa vigente.

- Elaborar planos estructurales y constructivos de la estructura de sustentación diseñada.
- Realizar el presupuesto referencial de la estructura de sustentación.
- Elaborar el cronograma de ejecución

### **1.3 Justificación.**

#### **1.3.1 Académica.**

Utilizar y profundizar los conocimientos adquiridos por el estudiante en el análisis, planteamiento y diseño de estructuras de fundación, columnas, vigas y losas de entresijos, además de permitirnos poner en práctica estos conocimientos.

#### **1.3.2 Técnica.**

Con la realización del diseño estructural del proyecto se pretende que la estructura resista de acuerdo al requerimiento para el cual fue diseñada, de tal manera que brinde seguridad y confort a los beneficiarios. El diseño de los elementos estructurales se realizara cumpliendo la normativa vigente en Bolivia (CBH-87).

#### **1.3.3 Social.**

El proyecto permite que los fiscales, secretarias y administrativos puedan desempeñar sus labores de una manera más eficiente; también brinda confort a la población que acude a estos recintos. Por otra parte se tendría una edificación funcional exclusivamente para el tema del Ministerio Público y todas sus actividades inherentes a su competencia, además de que en el propio edificio se tenga al Instituto de Investigaciones Forenses I.D.I.F.

#### **1.3.4 Metodología.**

Se determina el esquema estructural más conveniente técnica y económicamente, y para el desarrollo del proyecto se toman en cuenta las recomendaciones de la Norma Boliviana del H°A°:

#### **1.4 Alcance del Proyecto.**

Teniendo en cuenta todos los aspectos y detalles del proyecto a diseñar, es de vital importancia, definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para así poder encarnar satisfactoriamente las actividades propuestas.

El proyecto contempla el “Diseño estructural de la Casa Fiscal de la Ciudad de Tarija”, realizando verificación de sus elementos pertenecientes. El mismo está enfocado al diseño estructural, como prioridad, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado e instalación).

En consecuencia se realizará el presente documento plasmando el diseño y cálculo estructural conteniendo: Memoria de cálculo, planos estructurales, especificaciones técnicas, costos y tiempo estimado para la ejecución de la obra gruesa.

##### **1.4.1 Resultados a Lograr.**

Con el desarrollo del proyecto se pretende alcanzar los siguientes resultados;

- Proyectar y diseñar la estructura de sustentación de la Casa Fiscal de la ciudad de Tarija, de acuerdo a los planos arquitectónicos.
- Diseño de los elementos estructurales en base a la norma vigente, garantizando la seguridad y el confort en la estructura.
- Planos estructurales a detalle de la Casa Fiscal de Tarija.
- Elaborar las especificaciones técnicas para la ejecución del proyecto.
- Realizar los cálculos métricos y el análisis de los precios unitarios del proyecto.
- Elaboración del cronograma de la obra.

##### **1.4.2 Restricciones.**

Lo que no se va a realizar con la ejecución de la propuesta es:

- No se realizará el diseño de las instalaciones de agua potable, sanitarias, pluviales, eléctricas y telefónicas, ya que el proyecto es solamente de diseño y cálculo estructural.

- No se realizará el análisis socio – económico.
- No se realizará el diseño y cálculo del elevador.

### 1.5 Aporte Académico.

El aporte académico que presenta el estudiante es:

Realizar el análisis y diseño estructural de muros de sótano para la edificación.

### 1.6 Localización.

El diseño de La Casa Fiscal que se plantea en el presente perfil se encuentra ubicada entre la Av. Simón Bolívar y la calle Ayacucho en el barrio Morros blancos (distrito N°10) de la ciudad de Tarija Provincia Cercado del Departamento de Tarija, para una mejor ubicación del lugar de emplazamiento. Sus coordenadas geográficas son; 21°32'45.06" de latitud sur y 64°41'33.65" de longitud oeste.

Ilustración 1: Ubicación Geográfica del Proyecto



Fuente: Imagen Satelital (Google Earth).

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Generalidades.**

En el siguiente capítulo se detalla la definición de cada uno de los materiales, la fisiología, la metodología a utilizar para realizar los cálculos y el diseño de cada uno de los elementos del diseño estructural.

Para garantizar los resultados de cálculo y diseño se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras de hormigón armado.

#### **2.2 Levantamiento Topográfico.**

Es el conjunto de procedimientos para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

#### **2.3 Estudio de Suelos.**

La exploración del terreno es importante para obtener la tensión admisible del suelo ( $\text{kg/cm}^2$ ) y la determinación de la profundidad de cimentación.

##### **2.3.1 Límites Atterberg.**

Los límites Atterberg o límites de consistencia se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos finos. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de Atterberg.

- a) Límite Líquido.- el límite líquido de un suelo es aquel contenido de humedad bajo el cual el suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. Para la determinación de este límite se maneja la cuchara de Casagrande.
- b) Límite Plástico.- por plasticidad se obtiene la propiedad que tiene el suelo de deformarse sin romperse.

Se amasan rollitos del suelo obteniendo un diámetro de 3 mm, aproximadamente y 10 cm de longitud, sin que presente signos de ruptura.

### **2.3.2 Ensayo de penetración Normal (S.P.T).**

El ensayo de Penetración Estándar (S.P.T. del inglés Standard Penetration Test), que es una prueba in situ que se realiza en el fondo de una perforación, que consiste en determinar el número N de golpes de un martillo con peso 63,5 kg (140 lb) y 762 mm (30 in) de altura de caída, necesarios para hincar en el suelo inalterado, un toma muestras partido normal en distancia de 305 mm (1.0 ft), cuyos diámetros normalizados son 36.8 mm de diámetro interior. Una vez obtenida la muestra a cierto número de golpes se procede a determinar las propiedades del suelo y su resistencia.

### **2.4 Diseño Arquitectónico.**

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

### **2.5 Idealización estructural.**

Teniendo en cuenta los tres factores responsables para la idealización estructural los cuales son topografía del lugar, estudio del suelo de fundación y la arquitectura del proyecto se puede realizar un análisis minucioso de la estructura que contempla el proyecto como sigue a continuación:



## **2.5.1 Estructura de sustentación en la edificación.**

Para resistir los esfuerzos producto de las acciones se proyecta una estructura de H°A° compuesta de pórticos, losas alivianadas, losas macizas, losas de fundación y muros de sótano.

Se aplicaran las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH 87), normativa que es guía fundamental en Bolivia para el diseño de estructuras urbanas.

### **2.5.1.1 Hormigón armado.**

El hormigón armado es un material de construcción que combina barras de acero con hormigón es el único material de construcción que llega en bruto a la obra.

Esta característica hace que sea muy útil en construcción, ya que puede moldearse de muchas formas de acuerdo a los requerimientos estructurales. Se combina la resistencia a compresión del hormigón, y la resistencia a tracción del acero, para resistir solicitaciones combinadas en una sola pieza.

#### **2.5.1.1.1 Hormigones.**

Las características de calidad exigidas al hormigón se detallaran en el pliego de especificaciones técnicas, siendo necesario, en todos los casos, indicar los datos relativos a su resistencia a compresión, a su consistencia y al tamaño máximo del árido.

##### **a) Propiedades del hormigón.**

**-Resistencia.-** Los hormigones se tipifican, de acuerdo con su resistencia de proyecto a compresión a los 28 días, en probetas cilíndricas normales, según la siguiente serie:

Tabla 3: Hormigones Según su Resistencia en Mpa.

Tipos de Hormigones Según su Resistencia en Mpa										
H12,5	H15	H17,5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

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

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

Tabla 4: Asentamientos Admisibles.

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

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

**-Coeficiente de dilatación térmica.-**El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomara igual al del hormigón, es decir:  $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5}$ , por grado centígrado.

#### 2.5.1.1.2 Aceros.

##### a) Generalidades.

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

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

Teniendo en cuenta las características geométricas mecánicas, ductilidad y adherencia de las armaduras como así su aptitud al soldeo.

**b) Características Geométricas.**

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en mm:

Tabla 5: Diámetros y áreas de barras corrugadas.

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área cm <sup>2</sup>	0,12	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01	3,14	4,90	8,04	12,56	19,63
	6	3	3	5	1	1	2	9	2	6	5

Fuente: Código Boliviano del Hormigón CBH-87

**c) Características mecánicas.**

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la característica mecánica de límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

**d) Adherencia entre el hormigón y el acero.**

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

**e) Armaduras.**

**-Anclaje de las armaduras.**

El concepto de la longitud de anclaje de las barras conformadas y los alambres conformados solicitados a tracción se basa en la tensión de adherencia promedio que se logra en la longitud embebida de las barras o alambres. Este concepto exige que las armaduras tengan longitudes mínimas específicas o que se prolonguen las

distancias mínimas especificadas más allá de las secciones en las cuales la armadura esta solicitada a las tensiones máximas.

Las fórmulas que se utilizan para calcular la longitud de anclaje por prolongación recta utilizadas son:

$$lb = \frac{\phi * fyd}{4 * \tau_{bu}}$$

### Para aceros corrugados

$$\tau_{bu} = 0.9 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} (kgf/cm^2) \quad ; \quad \tau_{bu} = 0.4 * \sqrt[3]{f_{cd}^2} (MPA)$$

Para un contacto de 2 barras se deberá aumentar un 20% más de la longitud de anclaje y para un contacto de 3 barras o más se deberá aumentar un 33%.

El tamaño del anclaje rectilíneo puede ser disminuido en el caso de que la armadura termine en un gancho, una buena parte de la sollicitación de la fuerza del arrancamiento será resistida por el gancho. Se adoptan las siguientes consideraciones.

### Para aceros corrugados

$$lb_1 = lb - \Delta lb = (lb - 10 * \phi) \geq \begin{cases} \frac{lb}{3} \\ 10 * \phi \\ 15cn \end{cases}$$

Dónde:

$\Delta lb$ : Es la variación de la longitud de anclaje que puede ser reducida gracias al gancho

El tipo de anclaje empleado en los estribos no debe provocar un riesgo de hendimiento o desconchado del hormigón del recubrimiento. Son indispensables

los anclajes por gancho (135°-180°), en el caso de las barras lisas; los anclajes por patilla (90° a 135°), solo se admite para barras corrugadas.

Se considera que hay anclaje total cuando las porciones curvas se prolongan a través de porciones rectilíneas de longitud por lo menos igual a:

- $5\phi$  o 50mm., a continuación de un arco de círculo de 135° o más.
- $10\phi$  o 70mm., a continuación de una arco de círculo de 90°.

### **-Empalmes.**

Los empalmes pueden realizarse por traslapo o por soldadura, se admiten otros tipos de empalme, con tal de que ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen permanentemente, una resistencia a la rotura, no inferior a la de la menor de las dos barras empalmadas y que el deslizamiento relativo de las armaduras no rebase 0.1mm.

### **-Adherencia.**

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

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

$T_{bd}$ = Resistencia de cálculo para adherencia.

### **-Distancia entre barras.**

Las barras de acero que constituyen las armaduras de las piezas de hormigón armado deben tener unas separaciones mínimas, para permitir que la compactación del hormigón pueda efectuarse correctamente, de forma que no presente coqueas o espacios vacíos. La Norma Boliviana de Hormigón Armado (CBH-87) recomienda los valores que se indican a continuación:

- a) La distancia libre, horizontal y vertical, entre dos barras aisladas consecutivas de la armadura principal debe ser igual o mayor de los tres valores siguientes:
- Dos centímetros
  - El diámetro de la barra más gruesa
  - 1.25 veces el tamaño del árido
- b) Si se disponen de dos o más capas horizontales de barras de acero, 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 de dos barras de la armadura principal de  $\phi < 32\text{mm}$ . (una sobre otra), e incluso tres barras de  $\phi < 25\text{mm}$ . El disponer estos grupos de barras (así como el aparear los estribos) es una práctica recomendable cuando haya gran densidad de armaduras, para asegurar el buen paso del hormigón y que todas las barras queden envueltas por dicho material.

**-Recubrimientos mínimos.**

- a) Cuando se trate de armaduras principales, el recubrimiento o distancia libre entre cualquier punto de la superficie lateral de una barra y la del paramento más próximo de la pieza, será igual o superior al diámetro de dicha barra o a los seis quintos del tamaño máximo del árido. En el caso de grupos de barras, para la determinación de esta distancia se partirá del diámetro equivalente  $\phi_n$ .
- b) Para cualquier clase de armaduras (incluso estribos), la distancia mencionada en el párrafo anterior, no será inferior a los valores que en función de las condiciones ambientales, indican en la tabla siguiente:

Tabla 6: Recubrimientos mínimos, en mm

Valores básicos			Correcciones para			
condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	losas o láminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	severas			H 12,5 H 15 H 17,5 H 20	H 40 H 45 H 50 H 55
15	25	35	+10	-5	5	-5

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Las correcciones indicadas en la tabla, pueden acumularse; pero en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 25 mm.

- c) En las estructuras prefabricadas bajo riguroso control y siempre que la resistencia característica del hormigón sea superior a 25 MPa, podrá omitirse la limitación del párrafo
- d) En las estructuras expuestas a ambientes químicamente agresivos, o al peligro de incendio, el recubrimiento de la armadura vendrá fijado por el proyectista.
- e) La distancia libre entre las armaduras exteriores y las paredes del encofrado, no será mayor de 4 cm; pudiendo prescindirse de esta limitación en elementos enterrados, si se hace previamente una capa de regularización, en los hormigonados con técnicas especiales y en aquellos en los que la armadura trabaje exclusivamente a compresión y presente un riesgo despreciable frente a incendios.
- f) La distancia libre de los parámetros a las barras dobladas, no será inferior a dos diámetros, medida en dirección perpendicular al plano de la curva.
- g) Los elementos de cimentación que vayan a estar sometidos a la acción de aguas subterráneas, deberá protegerse superficialmente con una impermeabilización adecuada, para evitar la corrosión de las armaduras.

### **-Doblado de la Armadura.**

Con independencia del 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 de 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.

Radios de curvatura para ganchos y estribos son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 7: Radios de curvatura para ganchos y estribos (cm).

Diámetro de la armadura	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
$\phi < 20\text{mm}$	2 $\phi$	2 $\phi$	2 $\phi$	2,5 $\phi$	3 $\phi$
$\phi \geq 20\text{mm}$	2,5 $\phi$	2,5 $\phi$	3 $\phi$	4 $\phi$	5 $\phi$

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya edición N°14

- a) En el caso de estribos con  $\phi < 10\text{mm}$ , los radios de curvatura internos podrán ser adoptados igual a 1.5  $\phi$  cualquier que sea el acero

Radios de curvatura de la armadura principal son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8: Radios de curvatura de la armadura principal (cm).

Acero	CA-25	CA-32	CA-40	CA-50	CA-60
radio mínimo	5 $\phi$	6 $\phi$	6 $\phi$	7,5 $\phi$	9 $\phi$

Fuente: Hormigón armado de Jiménez Montoya edición n°14

En el caso de que el doblado sea en varias capas para evitar el colapso y la figuración del hormigón en la región que se aumenta el radio mínimo de doblaje en función de las capas:



2 capas de hierro doblado aumentar 50%, 3 capas de hierro doblado aumenta 100%

### **2.5.1.2 Diseño Estructural.**

El diseño estructural está de acuerdo a la idealización de la estructura, tomando en cuenta los materiales de construcción que se emplean. El cual está dividido en dos etapas que son: estructura de sustentación y cimentación.

#### **2.5.1.2.1. Principios para la determinación de la seguridad.**

##### **-Estados límites últimos.**

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

- a) 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)
- b) 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)
- c) 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)
- d) 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)
- e) 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.).

### **-Estados límites de utilización**

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

Por razón de durabilidad se incluye el estado límite de fisuración controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones ambientales ñeque tal pieza se encuentra (se estudia a nivel de sección de la pieza).

Relacionados con las condiciones funcionales que ha de cumplir la estructura, se encuentran los siguientes estados límites de utilización:

- Estado límite de deformación, caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural)

- Estado límite de vibraciones, caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura (se estudia de estructura o elemento estructural)

Por razones estéticas los estados límites de utilización pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación, dejándose a juicio del proyectista la definición, que, en cada caso, se haga de cada uno de ellos.

#### **2.5.1.2.2. Coeficientes de seguridad.**

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma Boliviana, la seguridad se introduce a través de coeficientes: dos (2) de minoración (de la resistencia del hormigón y de la resistencia de acero) y otros de ponderación de las cargas y acciones en general.

**-Estados límites últimos.**

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

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

-coeficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1,50$

-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 coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que indica la norma Boliviana de Hormigón Armado, son los que se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 9: Coeficiente de minoración.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s=1,15$	Reducido	+0,05
		Normal	0
		Intenso	-0,05
Hormigón	$\gamma_c=1,5$	Reducido (1)	+0,2
		Normal	0
		Intenso (2)	-0,1

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 10: Coeficiente de mayoración.

Coeficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f=1,6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+0,2
		Normal	0
		Intenso	-0,1
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0,1
		Medios	0
		Muy importantes	+0,2

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### 2.5.1.2.3. Hipótesis de carga.

Para cada estado límite de que se trate, se considerarán las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que, en cada caso, resulte más desfavorable, excepción hecha de la Hipótesis III, que sólo se utilizará en las comprobaciones relativas de los estados límites últimos. En cada hipótesis, deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

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

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

$$\text{Hipótesis III: } 0.8(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + F_{eq} + W$$

Dónde:

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

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

W = Valor característico de la carga de viento

$\gamma_{fg}$  = Coeficiente de ponderación de las cargas permanentes, si su efecto es desfavorable se toma  $\gamma_{fg} = \gamma_f$ , aplicando simultáneamente a todas las acciones del mismo origen que actúen en la estructura.

$\gamma_f$  = Coeficiente de ponderación que lo define el proyectista de acuerdo a su criterio, para los estados límites últimos no debe ser menor  $\gamma_f = 1.25$  pero si mayor.

### **-Sobrecarga permanente y accidental.**

Los siguientes cuadros proporcionan valores de las cargas permanentes y accidentales de acuerdo al tipo de estructura, material y la función que cumple la misma. Es importante tomar en cuenta estos valores, puesto que son los que recomiendan las normas.

Tabla 11: Peso específico aparente de materiales de construcción.

Materiales y elementos	Peso específico aparente (Kn/m3)	Materiales y elementos	Peso específico aparente (Kn/m3)
<b>Materiales de albañilería</b>		<b>Madera</b>	
Arenisca	21 a 27	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5
Basalto	27 a 31	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28	Tablero contrachapado	5
Diorita, gnesis	30	Tablero cartón gris	8
Granito	27 a 30	Aglomerado con cemento	12
Sienita, diorita, pórfido	28	Tablero de fibras	8 a 10
Terracota compacta	21 a 27	Tablero ligero	4
<b>Fabricas</b>		<b>Metales</b>	
Bloque hueco de cemento	13 a 16	Acero	77 a 78,5
Bloque hueco yeso	10	Aluminio	27
Ladrillo cerámico macizo	18	Bronce	83 a 85
Ladrillo cerámico perforado	15	Cobre	87 a 89
Ladrillo cerámico hueco	12	Estaño	74
Ladrillo silicocalcáreo	20	Hierro colado	71 a 72,5
<b>Mampostería con mortero</b>		Hierro forjado	76
de arenisca	24	Latón	83 a 85
de basalto	27	Plomo	112 a 114
de caliza compacta	26	Zinc	71 a 72,0
de granito	26	<b>Plásticos y orgánicos</b>	
<b>Sillería</b>		Caucho en plancha	17
de arenisca	26	Lámina acrílica	12
de arenisca o caliza porosas	24	Linóleo en plancha	12
de basalto	30	Mastico en plancha	21
de caliza compacta o mármol	28	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28	<b>Otros</b>	
<b>Hormigones y morteros</b>		Adobe	16
Hormigón ligero	9 a 20	Asfalto	24
Hormigón normal	24	Baldosa cerámica	18
Hormigón pesado	>28	Baldosa de gres	19
Mortero de cemento	19 a 23	Papel	11
Mortero de yeso	12 a 28	Pizarra	29
Mortero de cemento y cal	18 a 20	Vidrio	25
Mortero de cal	12 a 18		

Fuente: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural Acciones en las edificaciones.

Tabla 12: Valores característicos de las sobrecargas de uso.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme (KN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (KN)
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de accesos al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20(1)
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente (2)			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación (3)	G1 (7)	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1(4) (6)	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) (5)	0,4(4)	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Fuente: Documento Básico SE-AE Seguridad Estructural Acciones en las edificaciones.

### -Sobrecarga de viento.

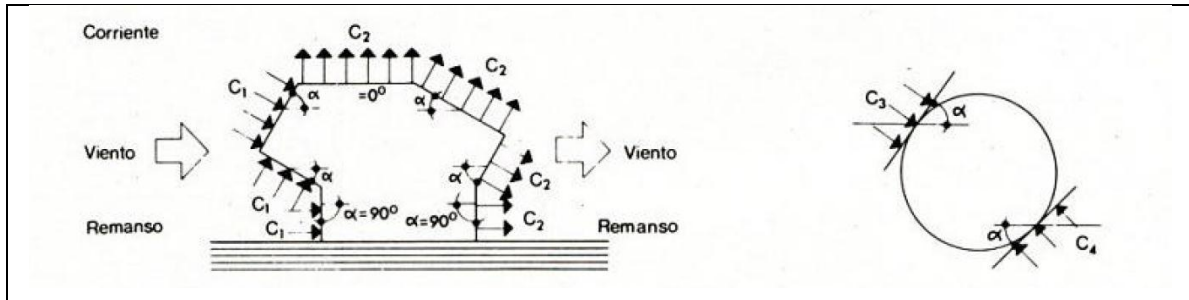
El viento produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientado a barlovento como a sotavento, una sobrecarga unitaria  $p$  (kg/m<sup>2</sup>) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión), de valor dado por la expresión:

$$P=CW$$

Siendo  $W$  la presión dinámica del viento y  $c$  el coeficiente eólico, positivo para presión, o negativo para succión, que depende de la configuración de la construcción, de la

posición del elemento y el ángulo  $\alpha$  de incidencia del viento en la superficie. (Véase la figura de la Tabla 2.13).

Tabla 13: Coeficientes eólicos de sobrecarga en una construcción.



Situación Angulo de incidencia del viento	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento o C1	A sotavento o C2	A barlovento C3	A sotavento C4	A barlovento C3	A sotavento C4
En remanso						
90-0	0,8	-0,4	0,8	-0,4	0,8	-0,4
En corriente						
90	0,8	-0,4	0,8	-0,4	0,8	-0,4
80	0,8	-0,4	0,8	-0,4	0,8	-0,4
70	0,8	-0,4	0,8	-0,4	0,4	-0,4
60	0,8	-0,4	0,4	-0,4	0	-0,4
50	0,8	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40	0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30	0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2
10	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2	-2
0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2	-2

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente

Fuente: Norma Básica de Edificaciones NBE-88.

A la cual entramos con los datos de que esta construcción es de superficies planas y con un ángulo de incidencia del viento de  $90^\circ$  con lo cual se obtienen los valores de  $C1= +0.8$  (a barlovento) y  $C2= -0.4$  (a sotavento).

#### a) Sobrecarga total del viento sobre las construcciones



La sobrecarga total del viento sobre una construcción es la resultante de las sobrecargas locales sobre el total de su superficie.

En los casos ordinarios puede calcularse directamente esta sobrecarga total admitiendo una presión uniforme sobre el área de proyección de la construcción en un plano normal al viento, con el valor del coeficiente eólico dado en la Tabla 2.13.

Se considerará incluso el área de los elementos eventuales: carteles, instalaciones, etc., que puedan existir. En las banderas sueltas se computará el 25% del área de la tela.

Tabla 14: Coeficientes eólicos de sobrecarga total en una construcción.

Coeficiente eólico de sobrecarga total un una construcción	
Clase de construcción	Coeficiente eólico "c"
<b>Construcciones prismáticas</b>	
De planta rectangular o combinación de rectángulos	1,2
De planta octogonal o análoga	1
<b>Construcciones cilíndricas</b>	
De superficie rugosa o nervada	0,8
De superficie muy lisa	0,6
<b>Construcciones esféricas</b>	
Esferas o semiesferas	0,4
Casquetes esféricos de relación altura: diámetro $\leq 1:4$	0,2

Fuente: Norma Básica de Edificaciones NBE-88.

### 2.5.1.3 Determinación de esfuerzos.

La determinación de los esfuerzos en los elementos estructurales se determinara usando un software de computadora para el cálculo y el diseño estructural, el cual nos proporciona las envolventes de los momentos flectores, fuerzas cortantes, normales y momentos torsores.

En este programa primero se debe dibujar la estructura o un su defecto transportarla del Auto Cad: posteriormente se deben introducir los datos necesarios que pide el programa. Se procede a ubicar las columnas, vigas, losas, cimientos y las cargas que actuaran en la estructura, en una vez finalizado se proceden a corregir los posibles errores que se pudieron cometer.

### **2.5.1.3 Elementos estructurales.**

En este capítulo se estudian las secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a esfuerzos cortantes, momentos flectores, momentos torsores, etc.

Se detalla el proceso de cálculo de todos los elementos estructurales de la Casa Fiscal de Tarija, se utiliza el método de los estados límites últimos.

#### **2.5.1.3.1 Diseño de losas.**

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 al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por flexión.

Se analizaran dos tipos de losas. Losas alivianadas con viguetas pretensadas, losas macizas.

##### **2.5.1.3.1.1 Losas alivianadas con viguetas pretensadas.**

La losa que se escoge es alivianada o aligerada que está constituida por viguetas prefabricadas de hormigón pretensado, con complemento de polietileno y para la capa de compresión hormigón armado.

##### **2.5.1.3.1.2 Losas macizas.**

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 al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

#### **2.5.1.3.1.2.1. Placas sustentadas en su contorno**

Se trata aquí de las placas o losas rectangulares, planas, de espesor constante, sustentadas en sus cuatro (4) bordes, cualquiera que sea la forma de sustentación de cada uno de ellos: simple apoyo, semiempotramiento o empotramiento perfecto.

Salvo expresa justificación en contrario, el canto total de estas placas no será inferior a  $\ell/40$ , ni a 8 cm, siendo “ $\ell$ ” la luz correspondiente al vano más pequeño.

##### **1) Cálculo de momentos**

Los valores de los máximos momentos flectores, positivos o negativos, por unidad de longitud, que se producen en el centro y en los apoyos de la placa, se tomarán de la tabla 2.12 (Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87), en la que aparecen los distintos casos posibles de placas, con bordes simplemente apoyados o perfectamente empotrados.

Se tendrán en cuenta, además, las prescripciones siguientes:


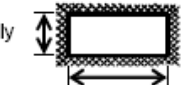
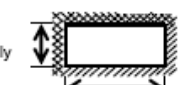
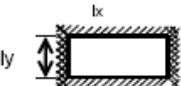
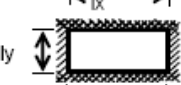
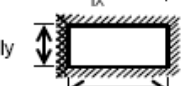
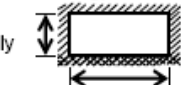
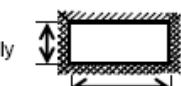
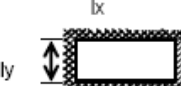
- a) -En las placas semiempotradas en alguno de sus lados, se considerará un momento negativo sobre ese apoyo y un momento positivo, sobre la sección central paralela a dicho apoyo, iguales entre sí en valor absoluto e iguales ambos a la semisuma de los valores absolutos de los momentos para esas mismas secciones (de borde y central), en la hipótesis de empotramiento perfecto en el borde considerado.
- b) En las placas cuya relación de lados sea superior a 2,5 y cuyos lados menores estén simplemente apoyados, se considera que, en estos lados, pueden aparecer indistintamente unos momentos, positivos o negativos, de magnitud igual a la tercera parte del valor del momento correspondiente a la sección central perpendicular a dichos lados.

c) En todo borde simplemente apoyado y siempre que no se trate del caso b) anterior, se considera que puede aparecer un momento negativo, de valor igual al mayor de los que a continuación se indican, tomados en valor absoluto:

- la mitad del momento correspondiente a la sección central paralela al borde considerado.

- la tercera parte del momento correspondiente a la sección central perpendicular al borde considerado.

Tabla 15: Momentos flectores, por unidad de longitud, en placas sustentadas en su contorno.

			1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	>25
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	44	59	73	84	93	100	110	110	112	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	44	45	44	41	39	37	35	33	32	25
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	21	28	34	37	40	41	41	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	21	20	18	16	13	12	11	10	10	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	52	64	73	79	82	83	83	83	83	83
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	52	56	57	57	57	57	57	57	57	57
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	28	38	45	51	55	58	59	61	61	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	28	28	26	23	22	19	17	16	16	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	68	85	98	107	113	118	120	122	122	125
	$M_{bx} = 0,001 q/y^2$	x	68	74	77	78	78	79	79	79	79	79
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	22	34	49	62	74	85	93	100	103	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	32	37	40	41	41	39	37	35	35	25
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	70	87	100	109	115	119	121	123	123	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	32	36	39	41	42	42	42	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	22	18	15	13	11	10	9	9	9	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	70	77	81	83	84	84	83	83	83	83
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	32	45	60	72	83	92	99	105	105	125
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	22	41	42	41	40	38	36	34	34	25
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	70	99	109	115	119	122	123	124	124	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	31	45	51	55	58	60	60	61	61	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	37	28	25	22	20	18	17	16	16	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	84	98	108	114	119	121	122	123	123	125
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	21	31	40	46	51	55	57	59	59	63
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	26	28	27	25	22	21	20	19	19	13
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	55	74	89	99	106	114	117	119	119	125
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	60	69	74	77	78	78	78	78	78	79
	$M_{cy} = 0,001 q/y^2$	x	26	32	36	39	40	41	42	42	42	42
	$M_{cx} = 0,001 q/y^2$	x	21	19	17	14	12	11	10	10	10	8
	$M_{by} = -0,001 q/y^2$	x	60	71	77	80	83	83	83	83	83	83
	$M_{bx} = -0,001 q/y^2$	x	55	57	58	57	57	57	57	57	57	57



Borde simplemente apoyado



Borde empotrado

$M_{cy}$  = momento positivo, por unidad de longitud, en la sección central paralela a  $l_x$ , para la pieza flectando en la dirección y  
 $M_{cx}$  = momento positivo, por unidad de longitud, en la sección central paralela a  $l_y$ , para la pieza flectando en la dirección x  
 $M_{by}$  = momento negativo, por unidad de longitud, en los bordes  $l_x$  para la pieza flectando en la dirección y  
 $M_{bx}$  = momento negativo, por unidad de longitud en los bordes  $l_y$ , para la pieza flectando en la dirección x  
 $q$  = carga uniforme por  $m^2$

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

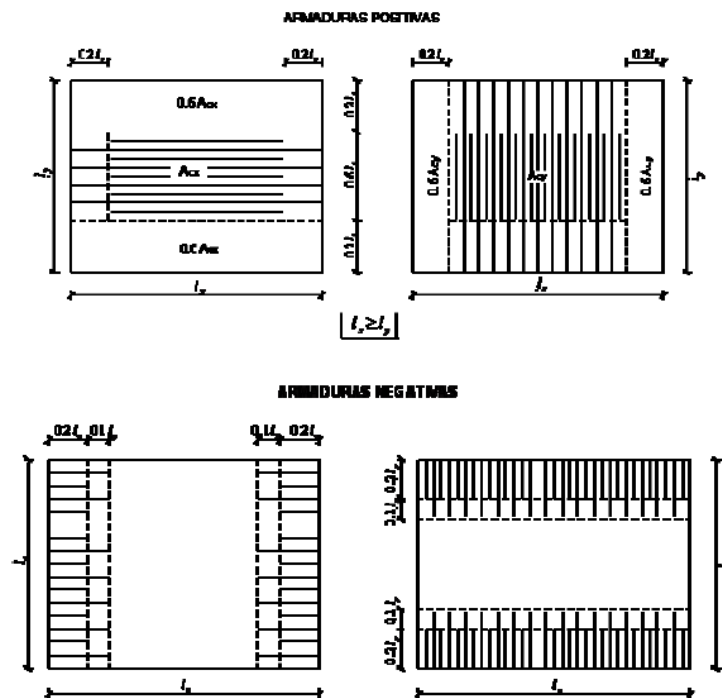
## 2) Disposición de las armaduras

Para absorber tanto los momentos positivos como los negativos, se podrán disponer armaduras con arreglo a lo indicado en la Figura 2.2.

Se tienen en cuenta, además, las especificaciones siguientes:

- En las placas con dos (2) bordes adyacentes simplemente apoyados, la esquina por ellos formada debe armarse de modo adecuado para absorber los esfuerzos de torsión correspondientes. A tal efecto, se suplementa las armaduras deducidas para los momentos flectores principales de manera que, en la esquina, una zona cuadrada de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa, resulte uniformemente armada con dos (2) mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la cara inferior; debiendo ser la cuantía de las barras de cada una de estas mallas, en cada dirección, igual o superior al 75 % de la armadura necesaria para resistir el mayor de los momentos principales de la placa.

Ilustración 2: Disposición de las armaduras.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### 2.5.1.3.2 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. Solamente se analizara el caso de secciones rectangulares de hormigón armado.

#### 2.5.1.3.2.1 Calculo a flexión simple.

- Se deberá mayorar el momento de diseño por un coeficiente de seguridad  $\gamma_t$  que se obtiene de la Tabla 2.9.

$$M_d = M * \gamma_t$$

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

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

#### Dónde:

$M_d$ = Es el momento de diseño.

$M_d$ = Momento reducido de cálculo.

$b_w$ = Ancho de la viga.

$d$ = Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más fraccionada (también llamada canto útil).

$f_{cd}$ = Resistencia de cálculo del hormigón.

Se obtiene el valor de  $\mu_{lim}$ , de la Tabla 2.16

Si  $\mu_d \leq \mu_{lim}$   $\rightarrow$   $\mu_d$  no necesita armadura a compresión.

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

- 1) Con el valor del momento reducido se entra a la Tabla 2.18 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

2) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

Dónde:

W= Cuantía geométrica de la armadura.

As= Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

bw= Es la distancia del borde más comprimido hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada (también llamada canto útil).

Fcd= Es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

Fyd= Es la resistencia de cálculo de la armadura.

3) Calcular la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla 2.16

$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

La ecuación que se muestra, solo es para secciones rectangulares.

4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

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

Si  $\longrightarrow \mu_{lim} \leq \mu_d$  necesita armadura a compresión.

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

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

$$\rho = r/d$$

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

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



Dónde:

$W_{lim}$  = Este valor se obtiene de la Tabla 2.16

$\mu_d$  = momento reducido de cálculo

$\mu_{s1}$  = Cuantía mecánica para la armadura atracción.

$\mu_{s2}$  = Cuantía geométrica para la armadura compresión.

$\rho$  = Relación entre el recubrimiento y el canto útil.

$r$  = recubrimiento geométrico.

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

Dónde:

$A_{s1}$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de tracción.

$A_{s2}$  = Área de la armadura de acero que resiste el esfuerzo de compresión.

- 3) Calcula la armadura mínima, y el valor de  $\mu$  se obtiene de la Tabla 2.16.

$$A_{min} = \mu * b_w * d$$

- 4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

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

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

Tabla 16: Valores límites.

$f_y(\text{kp/cm}^2)$	2200	2400	4000	4200	4600	5000
$f_{yd}(\text{kp/cm}^2)$	1910	2090	3480	3650	4000	4350
$\varepsilon$ lim	0,793	0,779	3,45	0,668	0,648	0,628
$\mu$ lim	0,366	0,362	0,679	0,332	0,326	0,319
W lim	0,546	0,536	0,467	0,46	0,446	0,432

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya CBH-87

Tabla 17: Valores cuantías geométricas mínimas.

ELEMENTO	POSICION	AH 215	AH 400	AH 500	AH 600
Soportes		0,008	0,006	0,005	0,004
Vigas		0,005	0,0033	0,0028	0,0023
Losas		0,002	0,0018	0,0015	0,0014
Muros	Armadura horizontal	0,0025	0,002	0,0016	0,0014
	Armadura vertical	0,0005	0,004	0,0003	0,00038

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Tabla 18: Tabla universal para flexión simple o compuesta.

$\epsilon$	$\mu$	w	$(w/F_yd)*10^2$	$\epsilon$	$\mu$	w	$(w/F_yd)*10^2$
0,089	0,03	0,031	D O M I N I O 2	0,2593	0,1592	0,1785	D O M I N I O 3
0,1042	0,04	0,0415		0,2608	0,16	0,1795	
0,1181	0,05	0,0522		0,2796	0,17	0,1924	
0,1312	0,06	0,063		0,2987	0,18	0,2055	
0,1438	0,07	0,0739		0,3183	0,19	0,219	
0,1561	0,08	0,0849		0,3382	0,2	0,2327	
0,1667	0,0886	0,0945		0,3587	0,21	0,2468	
0,1685	0,09	0,0961		0,3797	0,22	0,2613	
0,181	0,1	0,1074		0,4012	0,23	0,2761	
0,1937	0,11	0,1189		0,4233	0,24	0,2913	
0,2066	0,12	0,1306		0,4461	0,25	0,307	
0,2197	0,13	0,1425		0,45	0,2517	0,3097	
0,233	0,14	0,1546		0,4696	0,26	0,3231	
0,2466	0,15	0,1669		0,4938	0,27	0,3398	
				0,5189	0,28	0,3571	
				0,545	0,29	0,375	
			0,5722	0,3	0,3937		
			0,6005	0,31	0,4132		

$\epsilon$	$\mu$	w	$(w/F_yd)*10^2$		
0,6168	0,3155	0,4244	0,0929	D O M I N I O 4	
0,6303	0,32	0,4337	0,1006		B 500 S
0,6617	0,33	0,4553	0,1212		B 400 S
0,668	0,3319	0,4596	0,1258		
0,6951	0,34	0,4796	0,1483		
0,7308	0,35	0,5029	0,1857		
0,7695	0,36	0,5295	0,2404		
0,7892	0,3648	0,543	0,2765		
0,8119	0,37	0,5587	0,3282		
0,8595	0,38	0,5915	0,4929		
0,9152	0,39	0,6297	0,9242		
0,9844	0,4	0,6774	5,8232		

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya CBH-87

### 2.5.1.3.2.2 Esfuerzo cortante.

El estudio del esfuerzo cortante en una pieza de hormigón armado que debe ser tratada en un estado tridimensional, influye no solo la forma de sección, sino también la esbeltez de la pieza, disposición de las armaduras transversales, longitudinales, la adherencia entre el acero y el hormigo, situaciones de las apoyadas, etc.

$$\tau = \frac{V * m}{b * I}$$

Dónde:

$\tau$ = esfuerzo cortante.

V= Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento.

m= Momento estático en la sección donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

I= Momento de inercia respecto del centro de gravedad de la pieza.

#### 2.5.1.3.2.2.1 Calculo de la armadura transversal.

En virtud a todos los efectos favorables el hormigón puede resistir, en la situación de rotura el esfuerzo cortante sin armadura.

$$V_{cu} \geq V_d$$

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

$$f_{vd} = 0.131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2} \dots (MPa)$$

Dónde:

$V_{cu}$ = Capacidad de corte del hormigón.

$V_d$  = Corte de diseño.

$f_{vd}$  = Cortante en la sección que estamos verificando la tensión del cizallamiento.

$b_w$ = Ancho de la pieza donde se está verificando la tensión de cizallamiento.

d= canto útil.

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza, es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_d > V_{cu}$$

$$V_d = V_{cu} + V_{su} \quad V_{su} = V_d - V_{cu}$$

#### 2.5.1.3.2.2 Disposiciones relativas a las armaduras transversales.

La separación “S<sub>l</sub>” entre cercos o estribos, debe cumplir las condiciones.

$$s_l \leq 30cm$$

$$s_l \leq 0.85d$$

$$s_l \leq 3 * b_w$$

En todos los casos, se prolonga la colocación de los cercos o estribos en una longitud igual al medio canto de la pieza, mas allá de la sección en que teóricamente dejen de ser necesarios.

Todo elemento lineal debe llevar una armadura transversal llamada alma, compuesta de barras paralelas a las caras laterales del alma y ancladas eficazmente en una y otra cabeza.

Estas armaduras deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45° y 90° inclinadas en el mismo sentido de la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

La cuantía mínima de dichas armaduras debe ser tal que se cumplan la relación:

$$\sum \frac{A_{\alpha} * f_{y\alpha} d}{\text{sen } \alpha} \geq 0.02 * f_{cd} * b_w * t$$

Dónde:

$b_w$  = Ancho del alma.

$t$  = Longitud cualquiera de la pieza en la que se toma  $A_{\alpha}$  (barras inclinadas más estribos).

$A_{\alpha}$  = Área de barras inclinadas más estribos.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo de la armadura.

En el caso de que se hayan levantado barras como armaduras transversales, éstas irán siempre acompañadas por estribos cerrados, los cuales deberán absorber, al menos la tercera parte del valor de  $V_{su}$ .

Finalmente debe tenerse en cuenta que para el aprovechamiento de los cercos o estribos a esfuerzos cortantes, es necesario verificar:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.9 * A_{sl} * f_{td}$$

La norma recomienda (en el apartado 8.2.2. “reglas de cosido” en la pag. 75) que la máxima resistencia característica del acero será de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. A continuación se muestra un gráfico en orden secuencial para el cálculo de la armadura transversal, donde indican las formulas y criterios de cálculo.

### **2.5.1.3.3 Diseño de pilares de hormigón armado.**

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, en las que la sollicitación normal es lo más importantes. Su distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

Jimenez Montoya nos dice “la misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo. Al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente”.

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.

#### **2.5.1.3.3.1 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 “2cm” siendo “h” el canto en la dirección considerada. Las secciones rectangulares sometidas a compresión compuesta deben también ser comprobadas independientemente en cada uno de los planos principales.

#### **2.5.1.3.3.2 Contribución del Hormigón y del acero.**

La mayor parte de las normas modernas consideran para este coeficiente el valor 0.85 de esta forma puede tomarse como resistencia del hormigón, en piezas armadas sometidas a compresión simple, el valor,

$$0.85 * f_{cd} = 0.85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Siendo  $f_{ck}$  y  $f_{cd}$ , respectivamente. La resistencia característica y la resistencia de cálculo del hormigón.

#### **2.5.1.3.3.3 Fórmulas prácticas de compresión simple.**

En el caso de secciones rectangulares con armaduras simétricas, la fórmula de compresión simple, en el estado último de agotamiento, puede ponerse en la forma,

$$\gamma_n * N_d \leq N_u = 0.85 * b * h * f_{cd} + A_s * f_{yd}$$

Con los siguientes significados:

$N_u$  = Esfuerzo axial de agotamiento.

$N_d$  = Esfuerzo axial de cálculo.

$A_s$  = Sección total de armadura.

$f_{cd}$  = Resistencia de cálculo del hormigón

$f_{yd}$  = Resistencia de cálculo del acero, no mayor que 420 N/mm<sup>2</sup>.

$\gamma_n$  = Coeficiente complementario de mayoración de cargas

El coeficiente complementario  $\gamma_n$  de mayoración de cargas, para recubrimientos no mayoradas del 15 por 100, viene dado por la expresión,

$$\gamma_n = \frac{b + 6}{b} \leq 1.15$$

Siendo  $b$  la dimensión menor de la sección, expresada en centímetros, la resistencia de cálculo del acero debe limitarse al valor 420 N/mm<sup>2</sup>.

#### **2.5.1.3.3.4 Disposiciones relativas a las armaduras.**

Con objeto de facilitar la colocación y compactación del hormigón, la menor dimensión de los soportes debe ser 20 cm si se trata de secciones rectangulares y 25 cm si la sección es circular. La instrucción española prohíbe los pilares ejecutados in situ de dimensiones menores de 25 cm, siendo preciso para estos pilares tomar precauciones especiales.

##### **A) Armaduras longitudinales.**

Las armaduras longitudinales deben tener un diámetro no menor de 12 mm y se sitúa en las proximidades de las caras del pilar, debiendo disponerse por lo menos una barra en cada esquina de la sección. Para la disposición de estas armaduras deben seguirse las siguientes prescripciones.

1. La separación máxima entre dos barras de la misma cara no debe ser superior a 35 cm. Por otra parte, toda barra que diste más de 15 cm de sus contiguas debe arriostrarse mediante cercos o estribos, para evitar el pandeo de la misma.

Para que el hormigón pueda entrar y ser vibrado y ser vibrado fácilmente, la separación mínima entre cada dos barras de la misma cara debe ser igual o mayor a 2 cm, que el diámetro de la mayor y que 6/5 del tamaño máximo del árido. No obstante, en las esquinas de los soportes se podrán colocar dos o tres barras en contacto.

2. Los recubrimientos de las armaduras principales deben estar comprendidos entre dos y cinco centímetros, no debiendo ser inferiores al diámetro de las barras ni al tamaño máximo del árido.



## **B) Armaduras transversales.**

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

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

$$S \leq b_e$$

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

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

$$S \leq 15\phi$$

Dónde:

$\phi$  = el diámetro de la barra longitudinal más delgada.

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

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

## **C) Cuantías límites.**

La norma recomienda para las armaduras longitudinales de las piezas sometidas a compresión simple o compuesta, suponiendo que están colocadas en dos caras opuestas, A1 y A2 las siguientes limitaciones:

$$A_1 * f_{yd} > 0.05 * Nd$$

$$A_1 * f_{yd} \geq 0.05 * Nd$$

$$A_1 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

$$A_2 * f_{yd} \leq 0.5 * A_c * f_{cd}$$

Que para el caso de compresión simple, con armaduras total  $A_s$ , puede colocarse en la forma

$$A_s * f_{yd} \geq 0.10 * Nd$$

$$A_s * f_{yd} \geq A_c * f_{cd}$$

Dónde:

$A_c$ = el área de la sección bruta de hormigón

$f_{yd}$ = resistencia de cálculo del acero que no se tomara mayor en este caso de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$A_1$  y  $A_2$  = armadura longitudinales de la piezas sometidas a compresión simple o compuesta.

$N_d$ = esfuerzo axial de cálculo.

$f_{cd}$ = resistencia de cálculo del hormigón.

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

#### **D) Pandeo de piezas comprimidas.**

En las piezas comprimidas esbeltas de hormigón armado no es aplicable la teoría habitual de primer orden, en la que se desprecia la deformación de la estructura al calcular los esfuerzos.

Por efecto de las deformaciones transversales, que son inevitables, aún en el caso de piezas cargadas axialmente (debido a las irregularidades de la directriz y a la incertidumbre del punto de aplicación de la carga), aparecen momentos de segundo

orden que disminuyen la capacidad resistente de la pieza y pueden conducir a la inestabilidad de la misma.

**E) Longitud de pandeo.**

Una estructura se llama intraslacional, si sus nudos bajo solicitaciones de cálculo presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto y traslacional en caso contrario. La longitud de pandeo de un soporte se define como la longitud del soporte biarticulado equivalente al mismo a efectos de pandeo y es igual a la distancia entre dos puntos de momento nulo del mismo. La longitud de pandeo de los soportes aislados se indica en la Tabla N° 2.11 en función de la sustentación de la pieza.

Tabla 19: Longitud de pandeo ( $l_0$ ), de piezas aisladas.

Sustentación de la pieza de longitud L	$\alpha$
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Biempotrados, con libre desplazamiento normal a la directriz	1
Articulación fija en un extremo y empotrado en el otro	0,7
Empotramiento perfecto en ambos extremos	0,5
Soportes elásticamente empotrados	0,7
Otros casos	0,9

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

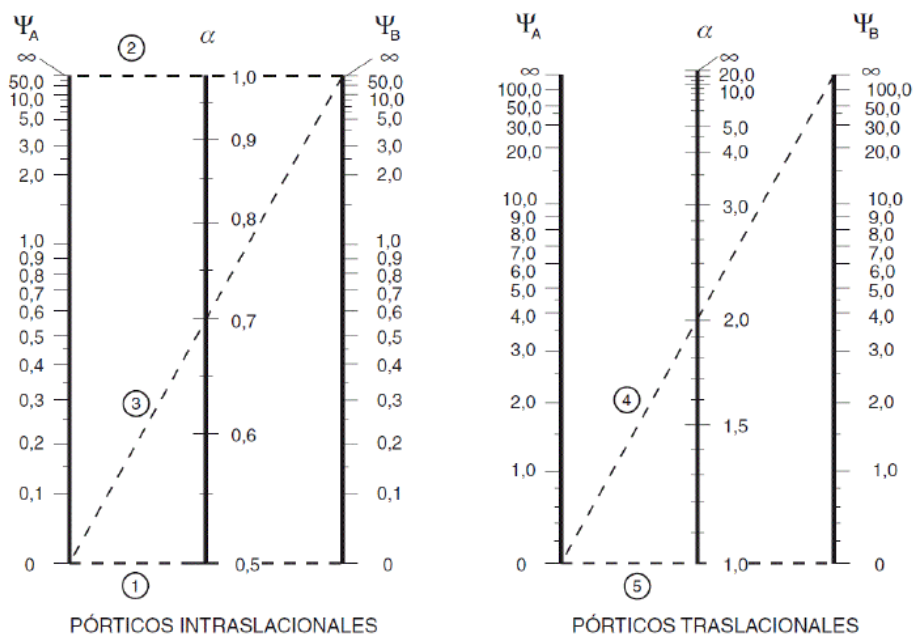
Siendo preciso para ello definir si el pórtico puede considerarse intraslacional o traslacional.

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

$$\text{Longitud de pandeo } l_0 = \alpha * l$$

$$\psi_{AX} = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas}}$$

Ilustración 3: Pórticos intraslacionales y traslacionales.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### F) Esbeltez geométrica y mecánica.

Se llama esbeltez geométrica de una pieza de sección constante a la relación  $\lambda_g = l_0/h$  entre la longitud de pandeo y la dimensión  $h$  de la sección en el plano de pandeo, y la esbeltez mecánica a la relación  $\lambda = l_0/i$  entre la longitud de pandeo y el radio de giro  $i$ , de la sección en el plano de pandeo. El radio de giro  $i$ , tiene la siguiente expresión  $i = (VA)^{1/2}$ , siendo  $I$  y  $A$  respectivamente, la inercia en dicho plano y el de la sección, ambas referidas a la sección del hormigón.

Los valores límites para la esbeltez mecánica que recomienda la norma, 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  $35 < \lambda < 100$  (geométricas  $10 < \lambda_0 < 29$ ), puede aplicarse el metodo aproximado.

- Para esbelteces mecánicas  $100 < \lambda < 200$  (geométricas  $29 < \lambda_0 < 58$ ), debe aplicarse el método general. Para soportes de secciones y armadura constante a lo largo de su altura puede aplicarse el método aproximado de la columna modelo o el de las curvas de referencia.

- No es recomendable proyectar piezas comprimidas de hormigón armado con esbelteces mecánicas  $\lambda > 200$  (geométricas  $\lambda_0 > 58$ ).

### **Flexión esviada.**

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

- En aquellas secciones que por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en L de lados desiguales.

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

-El último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran:

Algunas vigas, que pueden estar sometidas a cargas laterales (viento, empuje de tierras en muros y cimientos, empuje de aguas en depósitos, empuje del material almacenado en silos. La mayoría de los pilares, aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

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

### **Sección rectangular con armadura simétrica.**

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

En el cálculo de estructuras de hormigón armado, es habitual no hacer variar en el dimensionamiento la sección del hormigón, ya que ello exigiría en general un nuevo cálculo de esfuerzos. Y en muchos elementos resulta aconsejable el armado con barras del mismo diámetro dispuestas simétricamente. Tal es el caso de pilares de edificación en los que, bien en la misma sección o a lo largo de la altura, actúan momentos flectores de diferente signo y en los que, en todo caso el armado asimétrico exigiría un control de obra especial. Además, siendo importantes los esfuerzos normales, la armadura simétrica es razonablemente eficaz.

Para el dimensionado y comprobación de este tipo de secciones existe un procedimiento sencillo y práctico, que se expone a continuación.

### **Ábacos adimensionales en roseta.**

Este método es el equivalente en flexión esviada, a los diagramas de interacción en flexión recta.

En este método se obtiene un conjunto de superficies de interacción ( $N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos  $N = \text{cte}$ . En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simetrías (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).

Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón.

#### **2.5.1.3.4 Fundaciones.**

##### **2.5.1.3.4.1 Losa de cimentación.**

Cuando el terreno sea heterogéneo, para repartir mejor la carga y reducir los asientos diferenciales, es recomendable sustituir la cimentación a base de zapatas por losas de cimentación.

Igualmente, cuando la resistencia del terreno sea insuficiente para soportar las tensiones a que daría lugar una cimentación sobre zapatas aisladas, y no resulta posible o aconsejable profundizar la cimentación hasta la cota de un terreno de mayor resistencia, se pueden utilizar losas de cimentación, nervadas o macizas.

La estructura que se vaya a cimentar, no deberá estar sometida a sobre carga que presenten asimetrías importantes, capaces de originar asientos diferenciales elevados en las distintas zonas de la losa de cimentación.

**-Estabilidad y asientos.-** Al proyectar una losa debe procurarse ante todo que la resultante de las acciones transmitidas pase lo más cerca posible del centro de gravedad de la losa, para conseguir un reparto de presiones en el suelo lo más uniforme posible y evitar asientos diferenciales susceptibles de producir una inclinación del edificio en conjunto.

Los asientos máximos en una losa no deben pasar de 5cm de la losa se apoya sobre suelo sin cohesión, ni de 7,5cm si se apoya sobre suelo cohesivo.

**-Distribución de presiones y cálculo de esfuerzos.-** Suponer una distribución uniforme del terreno conduce, dadas las dimensiones de la losa, a una sobreestimación de los esfuerzos que puede incidir en la economía de las mismas.

Si la losa fuera muy flexible (grandes luces en comparación con el canto) y el suelo poco deformable, podría suponerse la distribución de presiones como un reparto triangular por trozos. Para losas normales, puede suponerse un reparto uniforme por trozos.

**-Dimensionamiento.-** Las dimensiones en planta de la losa deben elegirse de forma que la resultante de las cargas pase lo más cerca posible del centro de gravedad de la losa. Si

se reduce el canto, aumentan las armaduras, aunque no proporcionalmente, ya que al hacerse la losa más flexible disminuyen los esfuerzos. Como orden de magnitud puede considerarse un canto  $h=(10 \cdot l+30)$  cm para losas de espesor constante, siendo  $l$  la luz máxima entre pilares en metros.

**-Análisis de presiones.-** La presión del suelo en varios puntos de la losa:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{12 \cdot R \cdot e_x \cdot (x - x_g)}{I_y} \pm \frac{12 \cdot R \cdot e_y \cdot (y - y_g)}{I_x} + \gamma_{\text{hormigon}} \cdot h$$

$A$ = área de fundación en contacto con el suelo.

$I_x$ = Momento de inercia respecto al eje  $x$ .

$I_y$ = Momento de inercia respecto al eje  $y$ .

La presión en cualquier punto debe ser menor a la presión neta admisible.

$$\sigma \leq \sigma_a$$

**-Dimensionamiento a flexión.-** Podemos usar el método de cálculo simplificado para acciones sometidas a flexión simple en sección rectangular dependiente del caso que pertenezca que se expone en el anexo de la normativa EHE.

$$A_s = \frac{U_s}{f_{yd}}$$

**-Cálculo a punzonamiento.-** El comportamiento frente al punzonamiento se verifica con la siguiente expresión:

$$V_{pd} = Nd - \sigma_{td} \cdot S_p$$

Dónde:

$V_{pd}$ = Esfuerzo punzante de cálculo.

$\sigma_{td}$ = Presión de cálculo sobre el terreno.

$S_p$ = Area en planta encerrada por el perímetro en punzonamiento.

Debe verificarse que  $V_{pd} < V_{pu}$



$V_{pu}$ = Valor resistente del esfuerzo punzante.

### **2.5.1.3.5 Escaleras.**

Una escalera es un medio de acceso a los pisos de trabajo, que permite a las personas ascender y descender de frente sirviendo para comunicar entre si los diferentes niveles de un edificio. Consta de planos horizontales sucesivos llamados peldaños, que están formados por huellas, contra huellas y de rellanos. Los principales elementos de una escalera son:

- a) Peldaño: es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- b) Tramo: es una serie de peldaños continuos. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama desembarco.
- c) Caja de escalera: es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este es ocupado por completo por el conjunto se llama escalera ciega; y cuando hay un espacio central, este recibe el nombre de ojo de escalera.
- d) Arranque de escalera: es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.

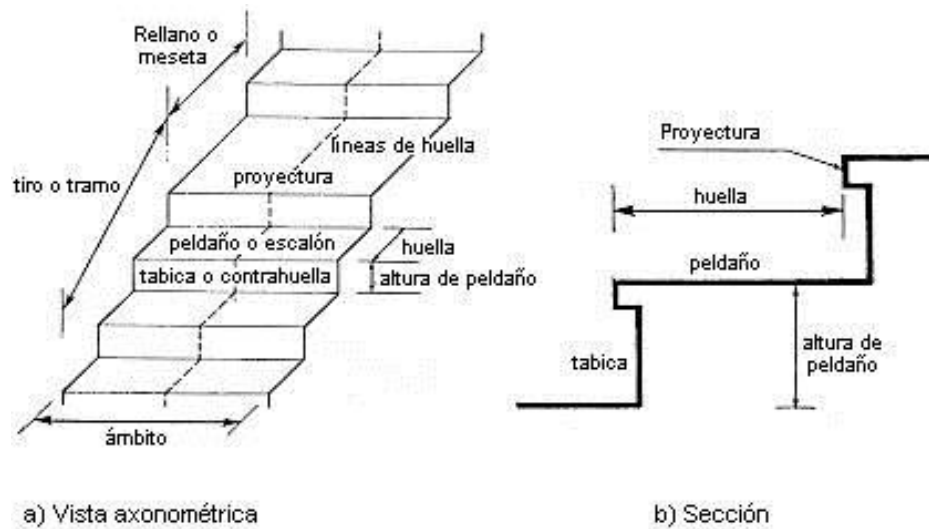
El ancho o ambiro de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. El ancho mínimo que debe tener es de 60 cm, mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro. Cuando el rellano o meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.

La altura de paso o escapada es ; la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2.4m ; sólo en casos excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1.80m.

El ancho o huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm siendo las cómodas las que tienen 11 y 17 cm.

Las barandillas son elementos de protección y seguridad así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera. Las barandillas están coronadas por los pasamanos y su altura con respecto al vértice del peldaño debe ser entre 85 y 90 cm.

Ilustración 4: Partes constitutivas de una escalera



Fuente: Imágenes Google.

## 2.6. Estrategia para la Ejecución del Proyecto.

### 2.6.1. Especificaciones técnicas.

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

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

materiales y la ejecución, y finalmente las normas y pruebas previstas para las recepciones correspondientes.

### **2.6.2. Precios unitarios.**

Para poder estimar el presupuesto por precios unitarios es indispensable realizar el cómputo métrico, de manera tal que la multiplicación de cada una de las actividades definidas para una unidad determinada, le corresponda un precio unitario que nos determine el costo parcial de la misma.

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

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

La suma de a) y b) forman el costo directo, la suma de c) y d) representan el costo indirecto, la suma de ambas costo directo e indirecto integran el costo o precio neto al que adicionado la utilidad totaliza el precio total del ítem.

Tomando en cuenta como beneficios sociales el 55% de la mano de obra; como herramientas menores el 5% de la mano de obra, de los beneficios sociales y del IVA; como gastos generales el 7% y como utilidad el 6%. Para los impuestos se tomó un valor de IVA del 14,94 % y un valor de IT del 3,09 %.

A modo de referencia, la planilla de precios unitarios podrá tener la siguiente forma:

### **2.6.3. Cómputos métricos.**

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

#### **2.6.4 Presupuesto.**

Un presupuesto es el valor total estimativo 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 condicionado a una serie de factores de los cuales algunos son conocidos o son de fácil estimación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

#### **2.6.5 Cronograma de ejecución.**

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden antes que el trabajo completo pueda terminarse. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado. Una actividad en un proyecto, usualmente se ve con un trabajo que requiere tiempo y recursos para su terminación.

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 la planificación a la formulación de un conjunto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización del 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 algunas acciones.

Para la planificación y programación del presente proyecto se harán uso del método de la ruta crítica el cual es un modelo matemático — lógico. En función a este se analizan mediante los métodos PERT (método probabilístico) y CPM (método determinístico).

La representación se realizará mediante el diagrama de GANTT el cual es una representación gráfica de la información relacionada con la programación, que muestra las actividades en forma de barras sujetas al tiempo pudiendo identificar las actividades que se desarrollarán en forma paralela y en serie es decir una tras otra.

## CAPÍTULO III

### INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1 Generalidades.

En este capítulo se enmarcan los datos y criterios con los que fueron calculados y dimensionados los distintos elementos que componen la estructura.

#### 3.2 Análisis del Levantamiento Topográfico.

El levantamiento topográfico fue realizado por la Secretaria Departamental de Obras Publicas Gobierno Autónomo Departamental de Tarija.

El levantamiento topográfico indica que en su mayoría topográficamente es plano. No se realizó una verificación del mismo con equipo topográfico ya que en las visitas al lugar se pudo observar que el terreno prácticamente es plano y el plano otorgado es de fuente confiable (ver detalles en Anexo A.1).

La Casa Fiscal que se plantea en el presente perfil se encuentra ubicada entre la Av. Simón Bolívar y la calle Ayacucho en el barrio Morros Blancos (distrito N°10) de la ciudad de Tarija Provincia Cercado del Departamento de Tarija, para una mejor ubicación del lugar de emplazamiento. Sus coordenadas geográficas son; 21°32'45.06" de latitud sur y 64°41'33.65" de longitud oeste, se adjunta vista satelital de la ubicación en la parte de anexos. El área construida que ocupará la edificación es de 1632.17 metros cuadrados.

Ilustración 5: Fotografía de la superficie.



Fuente: Elaboración propia.

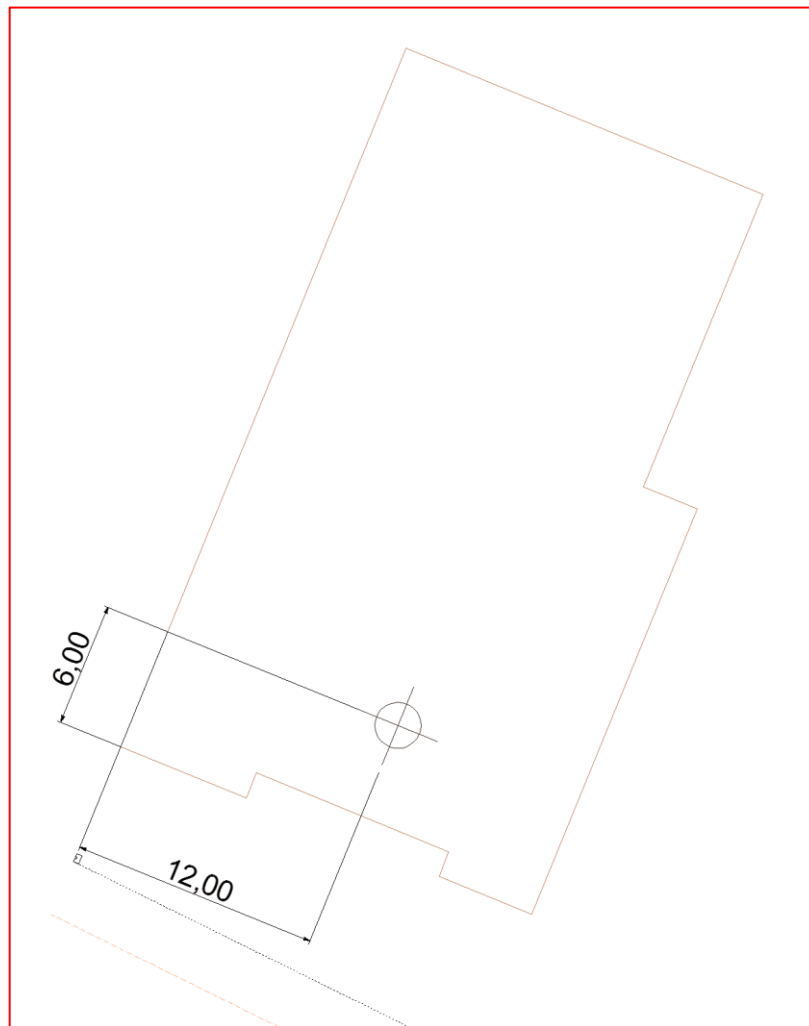
### 3.3 Análisis del Estudio de Suelos.

#### 3.3.1 Fase de campo.

La fase de campo se realizó mediante la siguiente técnica:

Para el estudio de las fundaciones, se ha realizado un pozo de exploración con equipo de Ensayos Normales de Penetración (SPT) previa inspección visual y elección adecuada de la ubicación del pozo en función de la estructura a remplazar. La profundidad máxima alcanzada en la perforación es de 3.0 metros.

Ilustración 6: Croquis ubicación del Pozo de Sondeo.



Fuente: Elaboración Propia.

### 3.3.1 Fase de Gabinete.

En la fase de gabinete se realiza la clasificación del suelo de acuerdo a las características determinadas en la etapa de laboratorio, así también la capacidad portante del suelo (detalle Anexo A.2).

Tabla 20: Propiedades de Pozo Sondeado.

FASE DE GABINETE				
POZO	Clasificación del suelo	Profundidad (m)	Límites de Consistencia	Ensayo de Carga Directa (SPT)
1	AASHTO: Suelo A-6(9). SUCS: CL	3	LL=29, LP=18, IP=12, IG=9	2,19

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.4 Análisis de la Arquitectura del Proyecto.

El diseño arquitectónico fue proporcionado por la Secretaria Departamental de Obras Publicas Gobierno Autónomo Departamental de Tarija y consta de siete plantas (pisos típicos) y cuenta con un piso subterráneo para aparcamiento vehicular. Las plantas constan con los siguientes ambientes.

- Planta subsuelo: estacionamiento.
- Planta baja: sala de entrevista y reconocimiento, cámara Gessel, departamento de evidencias, cuarto de máquinas, recepción y custodia, recepción de material, área de espera, plataforma 1 y 2, área publica, recepción e información, hall de ingreso, sala de monitoreo, control de ingreso y salida (vehicular), control de ingreso y salida, baño, portería.
- Primer piso: médico forense 1, médico forense 2, psicología forense 1, psicología forense 2, psicología forense 3, recepción y entrega de muestras, médico forense 3, médico forense 4, baños, auditor forense 1, auditorio forense 2, auditorio forense 3, cuarto de redes y informática, laboratorio 1, laboratorio 2, laboratorio 3, área de seguridad, depósito de evidencias.
- Segundo piso: ingeniería forense 1, ingeniería forense 2, sala de capacitación, fiscal 2, fiscal 3, fiscal 4, fiscal 5, asistente fiscal 2, asistente fiscal 3, asistente

fiscal 4, asistente fiscal 5, sala de reuniones, asistente del fiscal 1 departamental, fiscal 1 departamental, área de seguridad, baños, recepción y entrega de muestras.

- Tercer piso: fiscal 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 , asistente fiscal 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 , baños, área de seguridad, depósitos.
- Cuarto piso: fiscal 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25 , asistente fiscal 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25 , baños, área de seguridad, depósitos.
- Quinto piso: fiscal 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, asistente fiscal 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, baños, área de seguridad, depósitos.
- Sexto piso: fiscal 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, asistente fiscal 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, baños, área de seguridad, depósitos.
- Séptimo piso: fiscal 46, 47, 48, asistente fiscal 46, 47, 48, baños, área de seguridad, depósitos, investigador 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, sala múltiple.

### **3.5 Análisis, Cálculo y Diseño Estructural.**

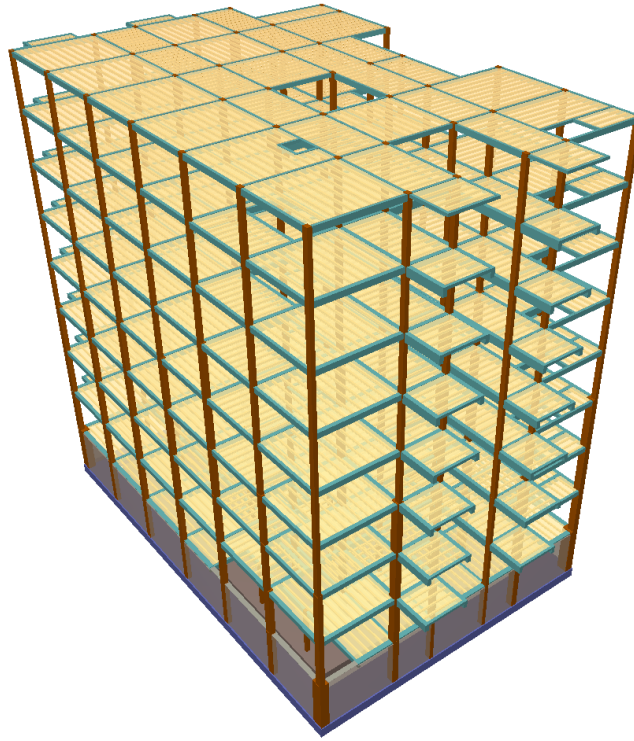
#### **3.5.1 Estructura de sustentación de la edificación.**

Estructura porticada con elementos estructurales de hormigón armado, losa alivianada con viguetas pretensadas.



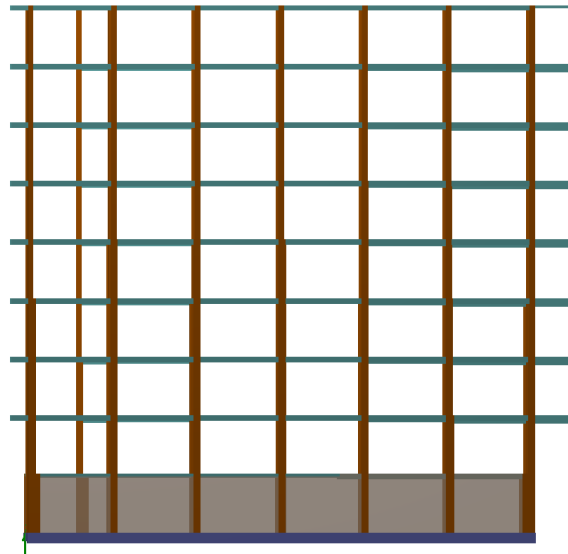
## Detalle estructural de la edificación de H°A°

Ilustración 7: Vista isométrica.



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 8: Vista perfil



Fuente: Elaboración Propia

### **3.5.1.1 Datos generales de diseño.**

#### **3.5.1.1.1 Norma.**

Se utilizó para este diseño estructural la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87, y toda la bibliografía compatible.

#### **3.5.1.1.2 Materiales.**

- **Hormigón.**-Para los elementos de hormigón armado se usará hormigón con la resistencia característica de compresión a los 28 días de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , control Normal y factor de minoración de 1,5.

Además presentará las siguientes características del hormigón peso específico  $2500 \text{ Kg/m}^3$ , el módulo de elasticidad  $210000 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de pisón 0,2.

- **Acero de Refuerzo.**- Para los refuerzos longitudinales y transversales de los elementos de hormigón se usará acero A-400 con las siguientes características límite de fluencia  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , límite de ruptura  $5000 \text{ Kg/cm}^2$ , control normal, factor de minoración 1,15, peso específico  $4400 \text{ kg/cm}^3$  y módulo de elasticidad  $2000000 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.1.3 Cargas consideradas en el diseño.**

Las cargas consideradas en el diseño de la estructura, tanto permanentes como sobrecargas de uso, se desarrollan en el capítulo 2. A continuación se muestra una tabla resumen de las cargas consideradas en el diseño.

#### **- Carga Muerta.**

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

Tabla 21: Carga muerta en la estructura.

Carga muerta en la estructura	
Material	carga
Peso del hormigón armado	2500 Kg/m <sup>3</sup>
Peso de ladrillo hueco	1200 Kg/m <sup>3</sup>
Peso de entre piso	110 Kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Norma Básica de Edificaciones NBE-88.

#### 3.5.1.1.4 Carga viva.

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

Tabla 22: Carga viva en la estructura.

CARGAS VIVAS MINIMAS		
TIPO DE EDIFICACIÓN	Descripción del uso	Sobre carga de uso (kg/m <sup>2</sup> )
Oficinas y comercios	Zonas de dormitorios	200
	Zonas públicas y tiendas	300
	Galerías comerciales, escaleras	400
Estacionamientos	Vehículos ligeros	300
Azoteas	Carga de limpieza y mantenimiento	100

Fuente: Norma Básica de Edificaciones NBE-88.

#### 3.5.1.1.5 Resistencia de los materiales.

Según los métodos constructivos en Tarija y cumpliendo con los parámetros de la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, los valores que se utilizaron son los siguientes:

- Resistencias características de los materiales para hormigón armado

$$f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (resistencia característica del hormigón)}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (resistencia característica del acero).}$$

### 3.5.1.1.6 Coeficientes de minoración de resistencia de los materiales.

Según la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87, y como se indica en el Capítulo 2, Tabla 2.9 se presentan estos coeficientes en función del nivel de control de ejecución y de los daños previsibles, de lo cual se adoptó por las condiciones del entorno y la función de la estructura, un nivel de control y daños previsibles normales teniendo para el cálculo de los elementos estructurales los siguientes valores de los coeficientes:

$$\gamma_c = 1.50 \text{ (Coeficiente de minoración para el hormigón)}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (Coeficiente de minoración para el hormigón)}$$

### 3.5.1.1.7 Coeficientes de mayoración de las cargas

Con referencia al párrafo anterior

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

### 3.5.1.2 Cargas horizontales de viento

En el Anexo 3 se muestra el proceso de cálculo para la obtención de las cargas de viento.

Tabla 23: Carga de viento en la estructura.

Cargas de viento		
Planta	Viento X (t)	Viento Y (t)
Azotea	12.234	7.715
Séptimo piso	24.468	14.836
Sexto piso	24.468	14.836
Quinto piso	24.468	14.836
Cuarto piso	24.468	14.836
Tercer piso	24.468	14.836
Segundo piso	24.468	14.836
Primer piso	24.468	14.836
Planta baja	12.234	7.208
Sub-suelo	0	0.000

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.5.1.3 Cargas sobre vigas

#### Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=18 cm (EXTERIOR Y INTERIOR)

La altura del muro es de 4.0m, por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P=4.*230.\frac{kg}{m^2} = 920\frac{kg}{m} = \mathbf{0.92\frac{ton}{m}}$$

#### Carga de muro de ladrillo 6 huecos e=12 cm (MUROS BAÑOS Y DIVISORIOS)

La altura del muro es de 4.0m por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P=4.0*150\frac{kg}{m^2} = 600\frac{kg}{m} = \mathbf{0.60\frac{ton}{m}}$$

#### Cargas de otros elementos

- **Muros divisorios de baños**

La altura del muro de baños divisorios es de 2.5 m por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P=1.7*150.0\frac{kg}{m^2} = \mathbf{0.250\frac{ton}{m}}$$

- **Muros de balcón**

La altura del muro de balcón es de 1.0 m por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P=1.0*150\frac{kg}{m^2} = 150\frac{kg}{m} = \mathbf{0.150\frac{ton}{m}}$$

- **Muros cortina para fachada**

La altura del muro de cortina es de 4.0 m por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P=4.0*2600\frac{kg}{m^3} * 0.012 = 124.88\frac{kg}{m} = \mathbf{0.13\frac{ton}{m}}$$

### 3.5.2 Diseño estructural de vigas

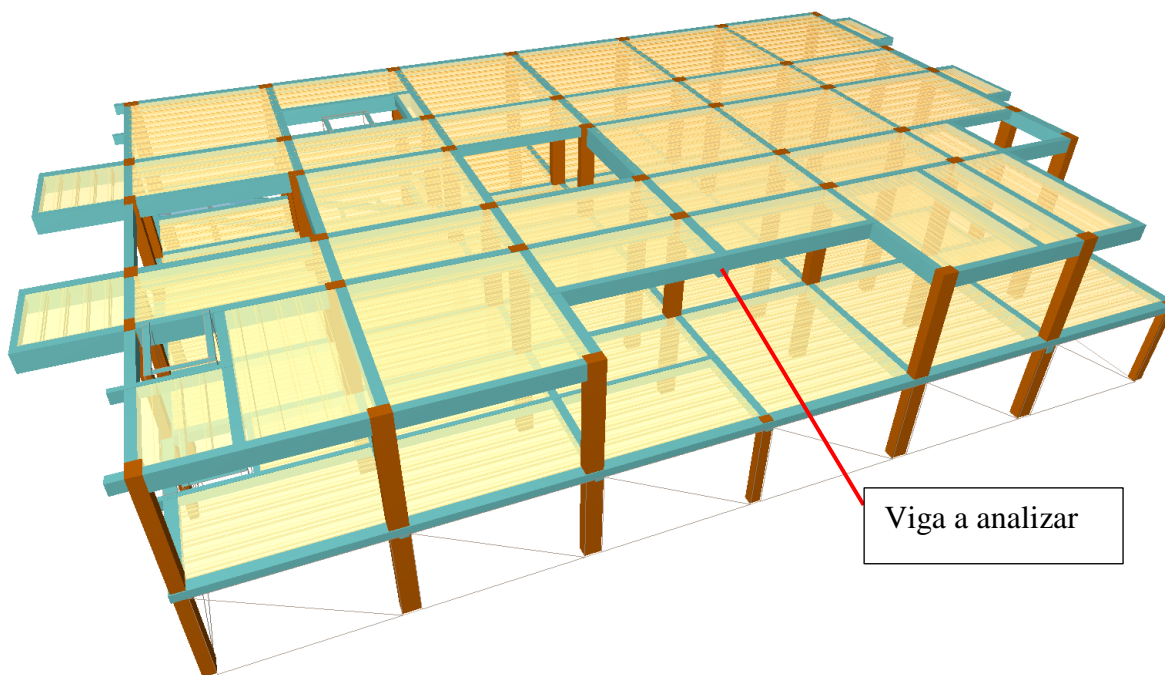
En el diseño de estas se utilizó los criterios y recomendaciones expuestos en el título 2.5.1.3, diseñando con ellos los aspectos generales que definen una viga común como ser el dimensionamiento, el armado longitudinal y el armado transversal haciendo cumplir las condiciones de seguridad, confort y economía.

La viga más solicitada es la viga N° 47 se encuentra en la planta baja, entre las columnas 19 y 23. A continuación se presentan las envolventes del pórtico.

#### 3.5.2.1 Envolventes en el pórtico.

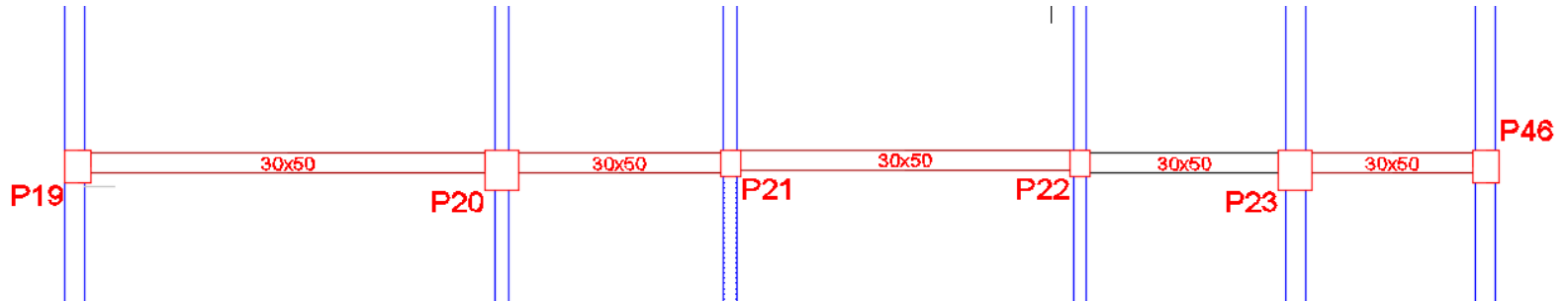
##### a) Viga más solicitada a analizar

Ilustración 9: Viga más solicitada a analizar (isométrico).



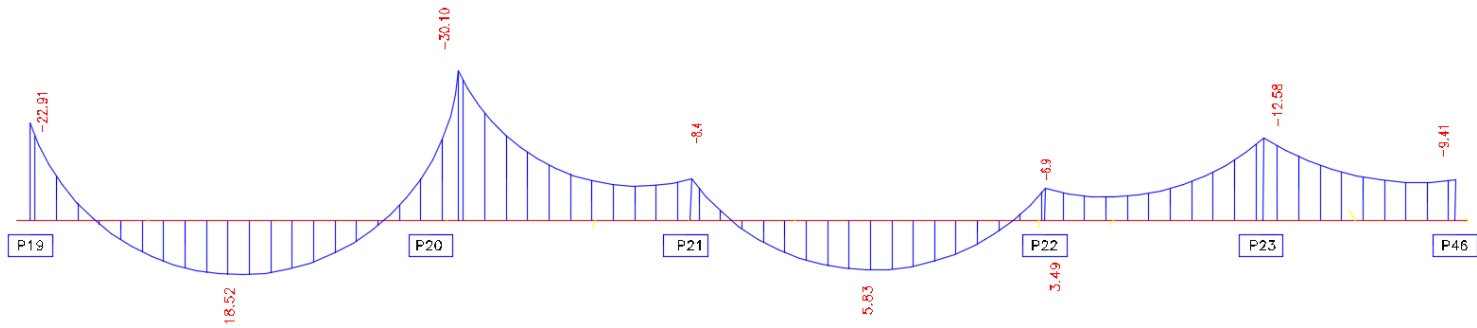
Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 10: Viga más solicitada a analizar



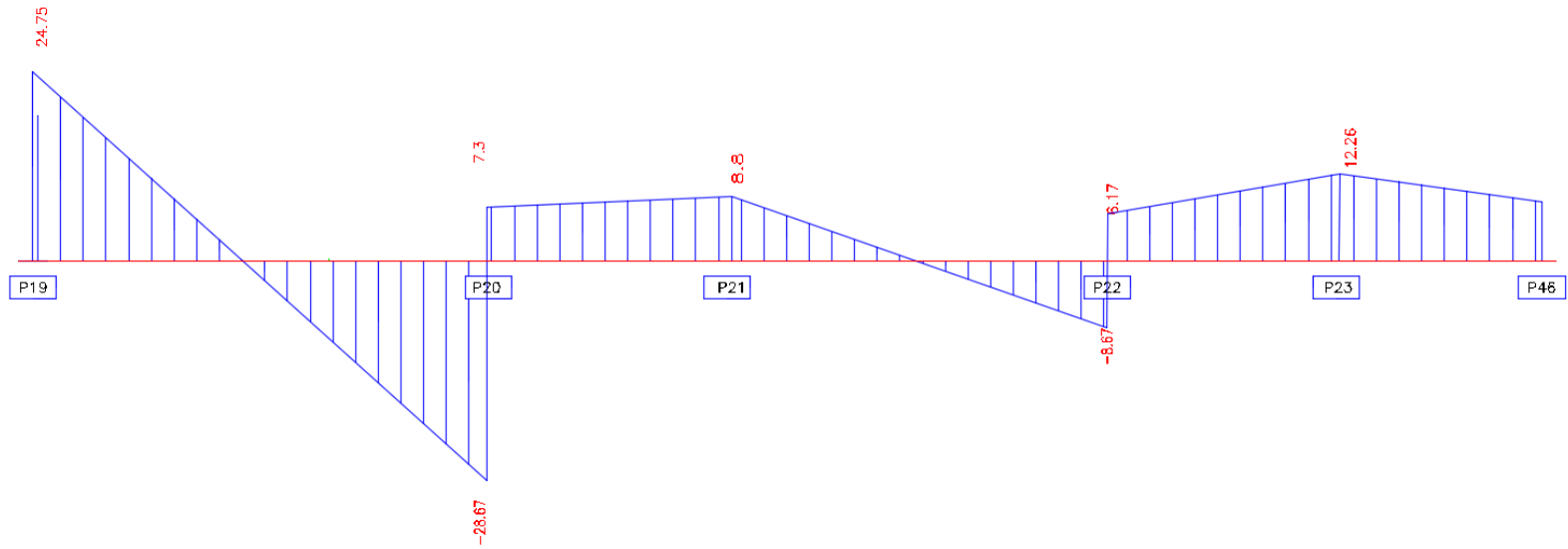
Fuente: Elaboración propia

Ilustración 11: Envolventes (momentos)



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 12: CORTANTES (Normales)



Fuente: Elaboración propia

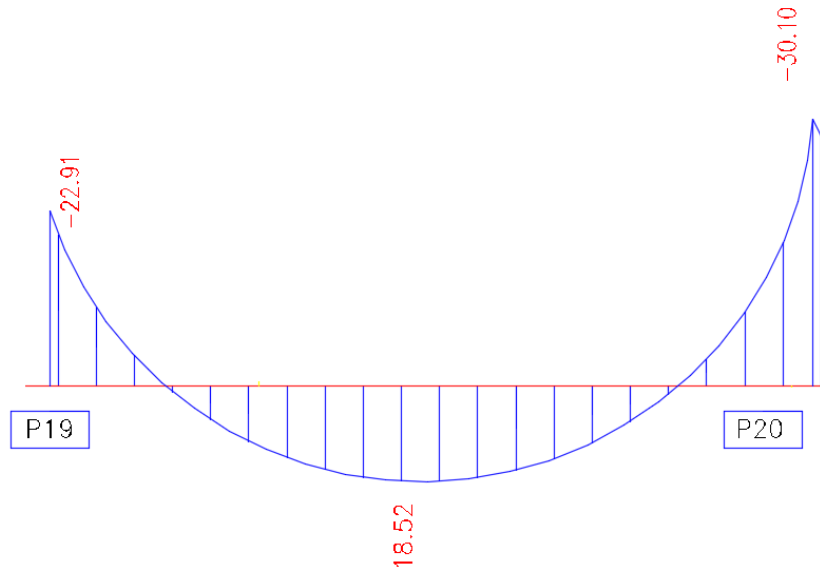


## Diseño de vigas

### Comprobación manual del diseño de vigas

La viga más solicitada se encuentra en el primer piso, entre los pilares P19 y P20.

#### Envolturas viga 26 (momentos)



$f_{ck} =$	21 N/mm <sup>2</sup>	210 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk} =$	400 N/mm <sup>2</sup>	4000 kg/cm <sup>2</sup>

#### Momento positivo

Datos:

$f_{cd} =$	140,0 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} =$	3478.3 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del acero
$M_d =$	19090 (kg*m)	Momento
$h =$	55 (cm)	Altura de viga
$b_w =$	35 (cm)	Ancho de viga
$r =$	2 (cm)	Recubrimiento
$d =$	53 (cm)	Altura útil
$L =$	6.2 (m)	Longitud de viga

Momento reducido de calculo

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$\mu_d = 0.1387$$

$$\mu_{dlim} = 0.332$$

valor obtenido de la  
Tabla N°2.14

$$\text{si } \mu_{lim} > \mu_d$$

no necesita armadura a compresión

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

1) con el valor del momento reducido se entra a la tabla N°2,16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

$$W=0.143$$

2) Cálculo de la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

$$A_s = 10.64 \text{ cm}^2/m$$

3) Cálculo de la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla N° 2,15

$$w_{min} = 0.0033$$

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

$$A_{min} = 6.12 \text{ cm}^2/m$$

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

Como

$$A_s > A_{smin}$$

$$\text{Usar: } 10.64 \text{ cm}^2$$

<b>Se utilizará:</b>	2 Ø 20 mm	$A_{s\emptyset 20 \text{ mm}} = 6.28 \text{ cm}^2$
	3 Ø 16 mm	$A_{s\emptyset 16 \text{ mm}} = 6.03 \text{ cm}^2$
	2 Ø 12 mm	$A_{s\emptyset 12 \text{ mm}} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$A_{s\emptyset total} = 14.58 \text{ cm}^2$$

Armatura de piel

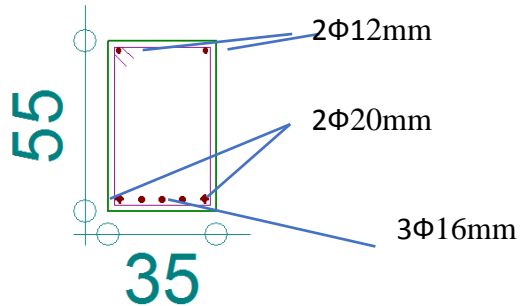
$$\frac{100 * A_{s\text{piel}}}{b(2d - h)} \geq 0,05$$

$$A_{s\text{piel}} \geq \frac{0,05}{100} * b(2d - h)$$

$$A_{s\text{piel}} \geq 0.89 \text{ cm}^2$$

Se utilizara	2 Ø 10 mm	$A_{s\emptyset 10 \text{ mm}} = 1.57 \text{ cm}^2$
Se verifica	$1.57 > 0.69$	usar: $1.57 \text{ cm}^2$

Ilustración 13: Detalle de armado de Viga



Fuente: Elaboración propia

### Calculo Armadura Negativa Izquierda

Momento negativo

datos:

$f_{cd} =$	140,0 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd} =$	3478,3 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del acero
$M_d =$	22910 (kg*m)	Momento
$h =$	55 (cm)	Altura de viga

bw=	35 (cm)	Ancho de viga
r=	2 (cm)	Recubrimiento
d=	53 (cm)	Altura útil
L=	6.2 (m)	Longitud de viga

Momento reducido de calculo

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = 0,166$$

$$\mu d_{lim} = 0,332$$

valor obtenido de la tabla N°2.14

$$\text{si } \mu_{lim} > \mu_d$$

no necesita armadura a compresión

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

1) con el valor del momento reducido se entra a la tabla N°2,16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

$$W=0.1180$$

2) Calculo de la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = w * b_w * d * \frac{fcd}{f_{yd}}$$

$$As = 13.40 \text{ cm}^2/m$$

3) Calculo de la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla N° 2,15

$$w_{min} = 0.0033$$

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

$$A_{min} = 6.12 \text{ cm}^2/m$$

4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

Usar: 14.37 cm<sup>2</sup>

<b>Se utilizara:</b>	2 Ø 20 mm	AsØ 20 mm = 6.28 cm <sup>2</sup>
	4 Ø 16 mm	AsØ 20 mm = 8.04 cm <sup>2</sup>
	2 Ø 12 mm	AsØ 12 mm = 2.26 cm <sup>2</sup>
		AsØtotal = 16.59 cm <sup>2</sup>

### Calculo Armadura Negativa Derecha

Momento negativo

datos:

fcd=	140,0 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del hormigón
fyd=	3478,3 (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de diseño del acero
Md=	30100 (kg*m)	Momento
h=	55 (cm)	Altura de viga
bw=	35 (cm)	Ancho de viga
r=	2 (cm)	Recubrimiento
d=	53 (cm)	Altura útil
L=	6.2 (m)	Longitud de viga

Momento reducido de calculo

$$\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

$$\mu d = 0,219$$

$$\mu d_{lim} = 0,332$$

valor obtenido de la  
Tabla N°2.14

$$\text{si } \mu_{lim} > \mu_d$$

no necesita armadura a compresión

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

1) con el valor del momento reducido se entra a la tabla N°2,16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura.

$$W=0.260$$

2) Calculo de la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

$$As = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$As = 19.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3) Calculo de la armadura mínima y el valor de  $\mu$  se obtiene de la tabla N° 2,15

$$w_{min} = 0.0033$$

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

$$A_{min} = 6.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriores mencionados.

$$\text{Usar: } 20.86 \text{ cm}^2$$

**Se utilizara:**

$$3 \text{ } \emptyset 25 \text{ mm} \quad As_{\emptyset 25 \text{ mm}} = 14.73 \text{ cm}^2$$

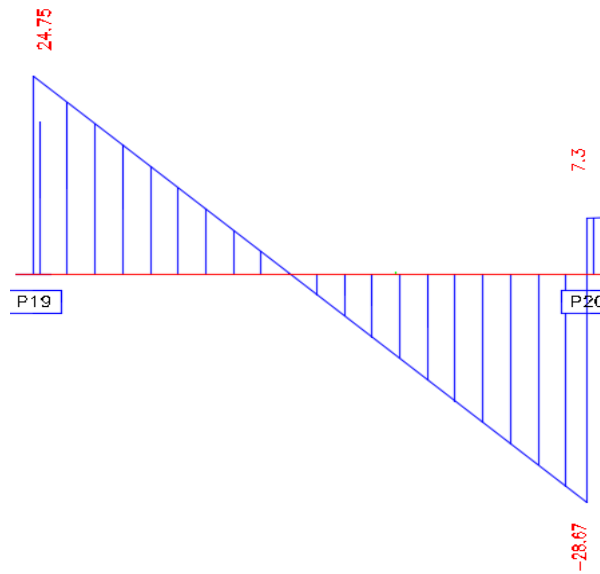
$$2 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} \quad As_{\emptyset 20 \text{ mm}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} \quad As_{\emptyset 12 \text{ mm}} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$As_{\emptyset total} = 23.27 \text{ cm}^2$$

## Calculo de la armadura de corte (Estribos)

### Envolventes viga 29(cortantes)



$$f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3652,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_d = 27780 \text{ kg}$$

$$h = 55 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 35 \text{ (cm)}$$

$$r = 2 \text{ (cm)}$$

$$d = 53 \text{ (cm)}$$

$$L_{\text{barra}} = 6.2 \text{ m}$$

El cortante mayorado (cortante de cálculo) será:

Calculo del esfuerzo cortante absorbido por el hormigón:

$$f_{cd} = 0,50 * \sqrt{f_{cd}}$$

$$f_{cd} = 5.916 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$V_{cu} = 10974.33 \text{ Kg}$$

$$V_d < V_{cu} \quad \text{No cumple}$$

Cuando el esfuerzo cortante real es mayor que el esfuerzo cortante que resiste la pieza es necesario colocar una armadura transversal para resistir el esfuerzo cortante de la diferencia.

$$V_{ou} = 0,30 * fcd * bw * d$$

$$V_{ou} = 77910 \text{ Kg}$$

Calculo de la armadura transversal

$$V_{cu} < Vd < V_{ou}$$

$$10974.33 < 27780 < 77910 \quad \text{Cumple}$$

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

$$V_{su} = 16805.67 \text{ Kg}$$

**Armadura Transversal:**

$$A_{scal} = \frac{V_{su} * t}{0,9 * d * fyd}$$

$$A_{scal} = 9.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Para una pierna; } A_{scal} = 4.82 \text{ cm}^2$$

**Calculo de la armadura mínima**

$$A_{stmin} = 0,033 * bw * s * \frac{fcd}{fyd}$$

$$A_{stmin} = 4.43 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una pierna} \quad A_{stmin} = 2.21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Asumiendo el mayor Ast= 10.16 cm<sup>2</sup>/m

La armadura transversal para una pierna será: 4.82 cm<sup>2</sup>/m

Se adoptara un diámetro Ø 8 mm A=0.503 cm<sup>2</sup>

$$\text{Ø 8 mm} = \frac{A_{st1pierna}}{A_{\text{Ø10mm}}} = 10 \text{ barras}$$

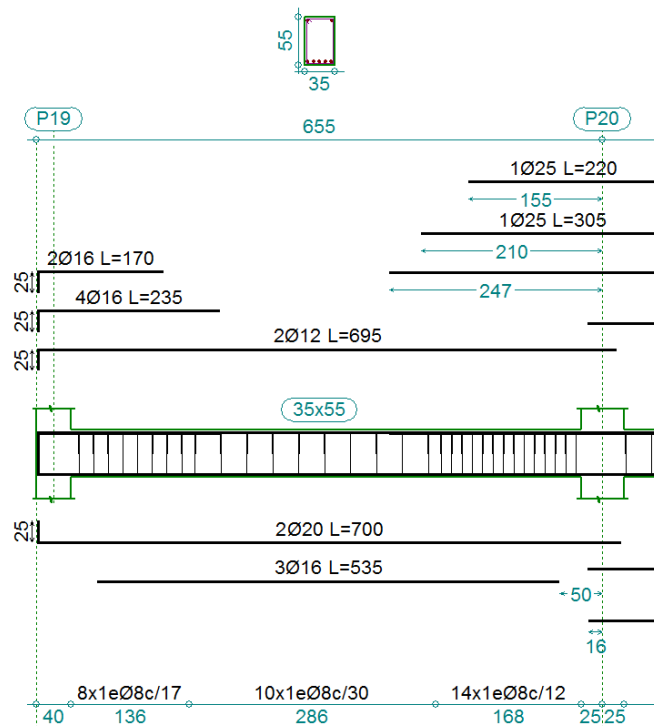
Espaciamiento tentativo= 12 cm

**Se utilizara: Ø 10 mm c/12cm**



El programa computarizado CYPECAD establece la siguiente disposición de armaduras

**Ilustración 14: Despiece de Viga**



Fuente: Elaboración propia

El área de acero para la viga determinada por el programa son las siguientes:

Áreas			
Amadura longitudinal (cm <sup>2</sup> )			
Superior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	14.11	1.91	19.53
A. real	14.33	12.08	21.90
Posición	0.40	4.43	6.30
Inferior			
	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	6.58	11.39	3.49
A. real	12.32	12.32	12.32
Posición	1.43	3.15	5.29
Amadura transversal vertical (cm <sup>2</sup> /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)			
Intervalo	Área Cálculo	Área Real	
[0.40-1.76]	5.91	5.91	
[1.76-4.62]	3.35	3.35	
[4.62-6.30]	8.38	8.38	

En el cual se puede observar las áreas de acero que determina el programa computarizado y las que están dentro de un círculo fueron comprobadas manualmente y que tienen una variación las cuales se muestran a continuación:

ÁREAS	Armadura Negativa a la izquierda (cm2)	Armadura Positiva al centro (cm2)	Armadura Negativa a la derecha (cm2)
CYPECAD	14,11	11,39	19,53
MANUEL	13,40	10,64	19,39
VARIACION	5,01	6,58	0,72

### 3.5.3. Diseño estructural de columnas

Este cálculo se lo desarrollo de acuerdo a lo que se indica en el Título 2.5.1.7.4 en el anexo se muestra el proceso de cálculo de los mismos y en los planos se encontrara la distribución de estas en cada columna.

## DISEÑO DE COLUMNAS

### Datos

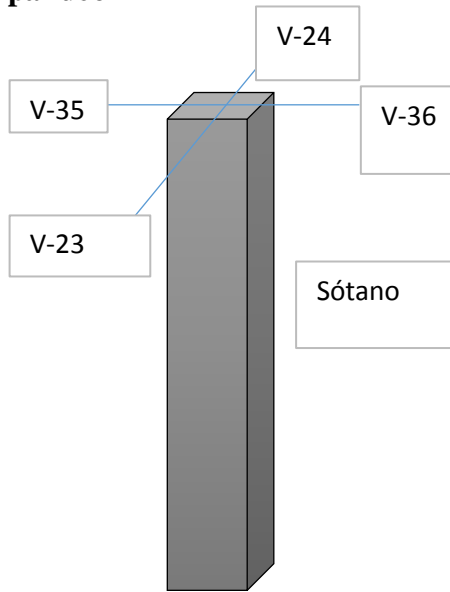
Esfuerzo normal de calculo	Nd=	355990 Kg
Momento de cálculo en dirección x	Mdx=	1577000 Kg*cm
Momento de cálculo en dirección y	Mdy=	2466000 Kg*cm
Resistencia característica de H°A°	fck=	210 Kg/cm2
Resistencia característica de acero	fyk=	4200 Kg/cm2
Recubrimiento	r=	5 cm

### Reducción de la resistencia de los materiales:

$$f_{cd} = 0,9 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 3652.17 \text{ Kg/cm}^2$$

### Cálculo de la longitud de pandeo



$L=360\text{ cm}$

### Datos de vigas

Viga	b	h
V35	30	50
V36	30	50
V23	20	30
V24	20	30

### Sección de la columna

Columna	b	h
C11(Planta baja)	50	60
C11(sótano)	50	60

### Momento de inercia de la columna:

$$I_{cx1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 900000\text{ cm}^4$$

$$I_{cy1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 625000\text{ cm}^4$$

$$I_{cx2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 90000\text{ cm}^4$$

$$I_{cy2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 625000\text{ cm}^4$$

### Momento de inercia de las vigas

$$I_{vx35} = I_{vx36} = \frac{b * h^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$I_{vx8} = I_{vx9} = \frac{b * h^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy35} = I_{vy36} = \frac{h * b^3}{12} = 112500 \text{ cm}^4$$

$$I_{vy8} = I_{vy9} = \frac{h * b^3}{12} = 20000 \text{ cm}^4$$

### Determinación del coeficiente de pandeo: $\Psi_A$

#### Pandeo en dirección X

$$\Psi_{AX} = \frac{\sum(EI/l) \text{ de todos los pilares}}{\sum(EI/l) \text{ de todas las vigas}}$$

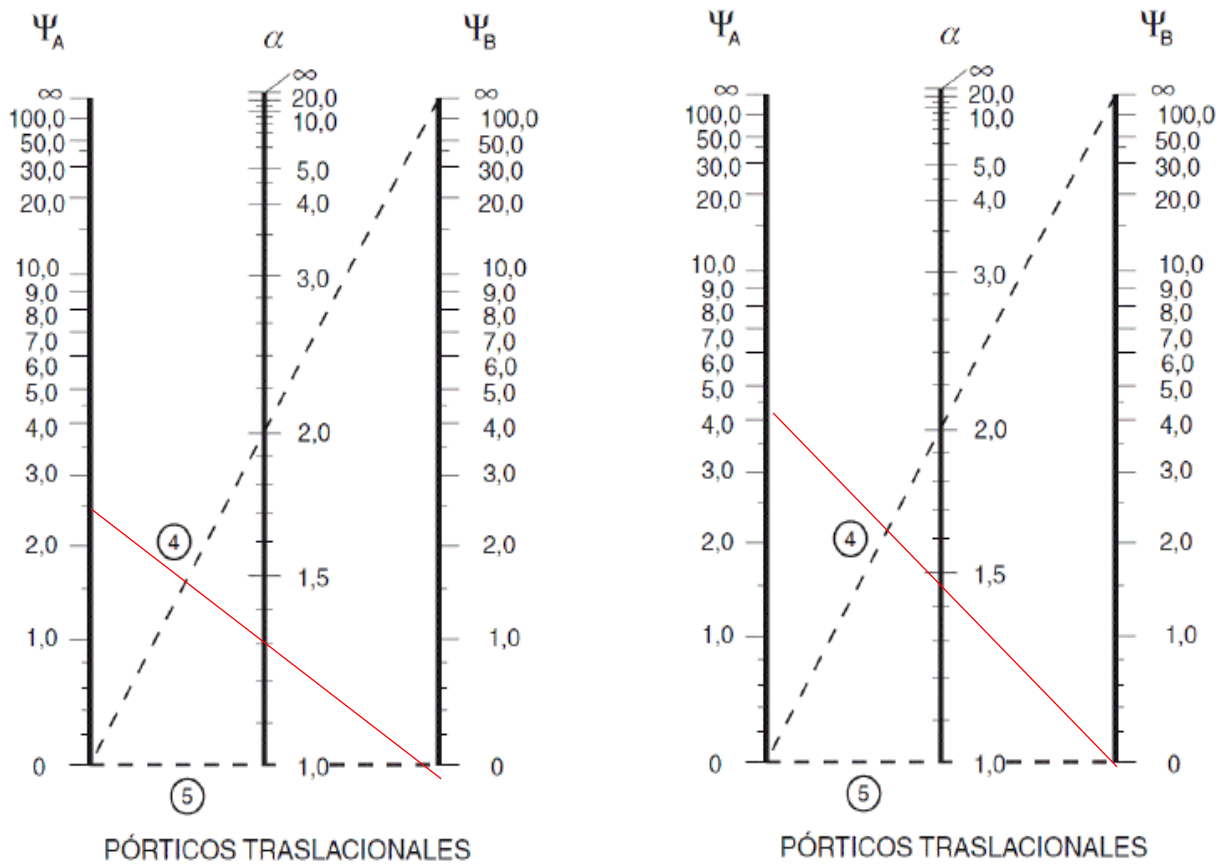
$$\Psi_{AX} = \frac{\frac{I_{cx1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cx2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vx48}}{l_{vx48}} + \frac{I_{vx49}}{l_{vx49}} + \frac{I_{vy74}}{l_{v74}} + \frac{I_{vy75}}{l_{v75}}} = 2.91$$

$$\Psi_{AY} = \frac{\frac{I_{cy1}}{L_{c1}} + \frac{I_{cy2}}{L_{c2}}}{\frac{I_{vy48}}{l_{vx48}} + \frac{I_{vy49}}{l_{vx49}} + \frac{I_{vx74}}{l_{v74}} + \frac{I_{vx75}}{l_{v75}}} = 4.55$$

En el caso del extremo inferior, se considera un empotramiento, lo que significa que

$$\Psi_{inf} = 0$$

Ilustración 15: Pórticos traslacionales.



Fuente: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

$$K_x = 1.35$$

$$K_y = 1.5$$

Calculo de la esbeltez:  $\lambda_x$  ;  $\lambda_y$

$$L = 3.6m$$

$$l_{ox} = \alpha * L = 4.86m$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 9.72$$

$$l_{oy} = \alpha * L = 5.4m$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i} = \frac{\alpha * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 9$$

Como  $\lambda_x < 36$  se pueden despreciarse los efectos de segundo orden y por tanto no comprobar las condiciones de inestabilidad.

### Excentricidad de primer orden

$$e_{oy} = \frac{M_{dy}}{N_d} = 6.927 \text{ cm}$$

$$e_{ox} = \frac{M_{dx}}{N_d} = 4.429 \text{ cm}$$

### Excentricidad accidental

$$e_0 \geq e_a = \frac{h}{20} \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{h}{20} = 3 \text{ cm}$$

### Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{fic} = \left( 3 + \frac{f_{yd}}{3500} \right) * \frac{b + 20 * e_{0x}}{b + 10 * e_{0x}} * \frac{l_{0x}^2}{b} * 10^{-4}$$

$$e_{ficx} = 3.02 \text{ cm}$$

$$e_{ficy} = 2.80 \text{ cm}$$

**Excentricidad final:** No es más que la suma de todas las excentricidades

$$e_{(x,y)max} = e_0 + e_{fic}$$

$$e_{xmax} = 6.02 \text{ cm}$$

$$e_{ymax} = 5.80 \text{ cm}$$

**Pasó 1.-** Cálculo de la capacidad mecánica del hormigón

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

$$U_c = 378000 \text{ Kg}$$

**Pasó 2.-** Cálculo de los esfuerzos reducidos

$$v = \frac{N_d}{U_c} = 0.94$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_{Tx}}{U_c * h} = 0.09$$

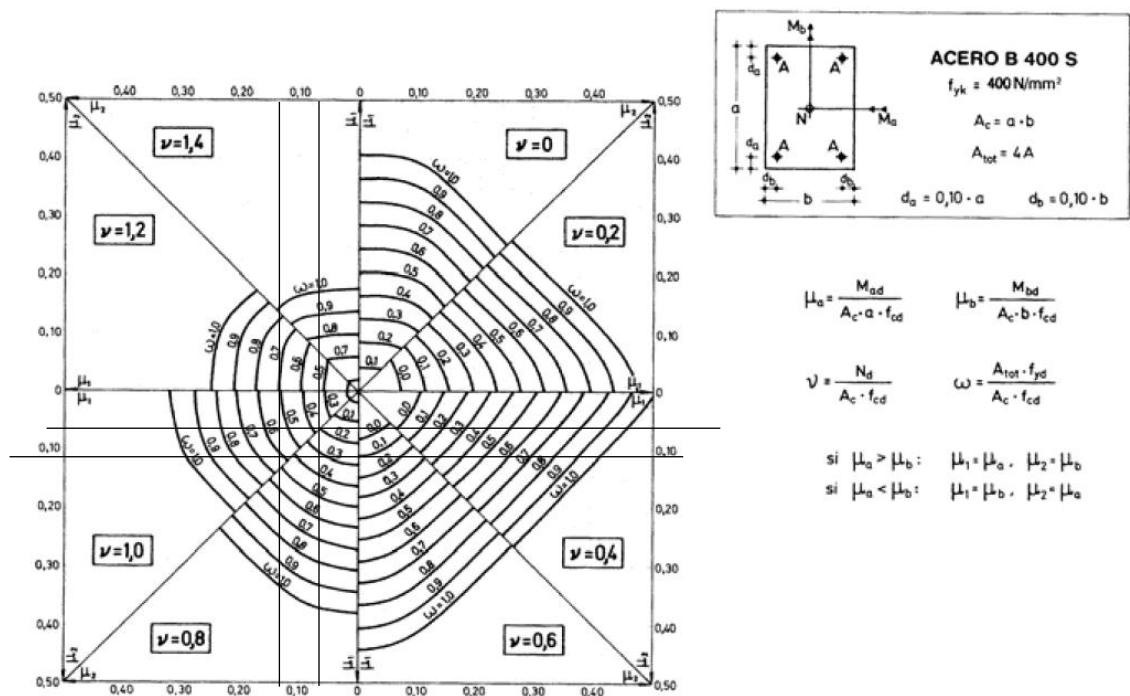
$$\mu_y = \frac{N_d * e_{Ty}}{U_c * b} = 0.11$$

El mayor de los momentos será  $\mu_1$ , y el menor  $\mu_2$ , para entrar a los ábacos para determinar la cuantía mecánica  $w$ .

### Determinar la cuantía mecánica $w$

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

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores y los datos que se tiene se han elegido el Abaco en roseta correspondiente a uno formado por cuatro barras.



Entramos en el sector correspondiente al valor de  $v$  de que se trate, con los valores  $\mu_1$  y  $\mu_2$  e interpolando en caso de ser necesario, se obtiene la cuantía mecánica total ( $w$ )

$$v=0.8$$

$$w=0.35$$

$$v=1.0 \quad w=0.55$$

$$\text{Para } V=0.94 \quad w=0.492$$

Determinación de la armadura total longitudinal ( $A_s$ ):

$$A_{s \text{ total}} = \frac{W_s * b * h * f_{cd}}{f_{yd}} = 50.898 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,006 * b * h = 18 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 50.898 \text{ cm}^2$$

Se utilizara: 4 Ø 25mm = 19.63 cm<sup>2</sup>.

$$4 \text{ Ø } 25\text{mm} = 19.63 \text{ cm}^2.$$

$$6 \text{ Ø } 16\text{mm} = 12.06 \text{ cm}^2.$$

Total 51.33 cm<sup>2</sup>

$$51.33 \text{ cm}^2 > 50.988 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

Se dispondrá: **8 Ø 25mm + 2 Ø 16 mm**

**Cálculo de la armadura transversal de la columna.**

$$V_d = 8160 \text{ kg}$$

$$F_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}} = 5.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = F_{vd} * b_w * d = 16837.5 \text{ kg}$$

$$V_d \leq V_{cu}$$

$$8160 \leq 16837.5$$



### Cálculo de la armadura mínima:

$$A_{st\ min} = 0,02 * bw * t * \frac{Fcd}{Fyd} = 3.45\ cm^2$$

La armadura transversal para una pierna será: 1,725 cm<sup>2</sup>

El diámetro del estribo será:

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

- Según la primera opción:  $\phi = \frac{1}{4} * 25\ mm = 6.25\ mm$
- Según la segunda opción  $\phi \geq 6\ mm$

Se utilizara  $As\phi\ 8\ mm = 0.50\ cm^2$

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

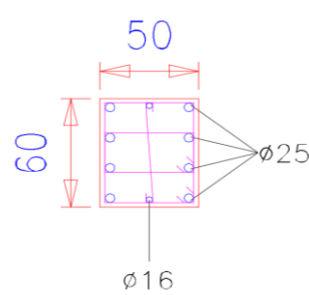
$$S \geq \left\{ \begin{array}{l} b\ o\ h\ (el\ de\ menor\ dimension) \\ 15 * \phi_{de\ la\ armadura\ longitudinal\ mas\ delgada} \end{array} \right.$$

- Según la primera opción:  $S = 50\ mm$
- Según la segunda opción  $S \leq 15 * 1.6\ cm = 24\ cm$

Se dispondrá: **Ø 6mm c/20 cm**

En los anexos se resumirá las armaduras para todos los pilares.

Ilustración 16: Despiece de Columna



Fuente: Elaboración propia

### 3.5.4. Diseño losa unidireccional

La losa alivianada o forjado unidireccional está formada por:

- Viguetas pretensadas.
- Complemento aligerante de plastoform.
- Losa superior de hormigón.

La vigueta de hormigón pretensado logra generar sección mucho más esbelta que las de hormigón armado vaciado en sitio.

La empresa proveedora de viguetas pretensadas garantiza el producto, realizando la verificación en función a la luz libre entre columnas y sobrecargas que se consideran en la edificación, recomendando el tipo de vigueta a utilizar. A continuación, se indican las especificaciones técnicas de viguetas pretensadas de Concretec, como base se información.

**Tabla 24: Características técnicas de la vigueta pretensada.**

Producto	Dimensiones (cm)				Peso promedio	Tipo de hormigón
	a	b	h	L	(kg/m)	
Viguetas pretensadas	11	5,6	11,4	hasta 8,5 m	17	350 kg/cm <sup>3</sup>

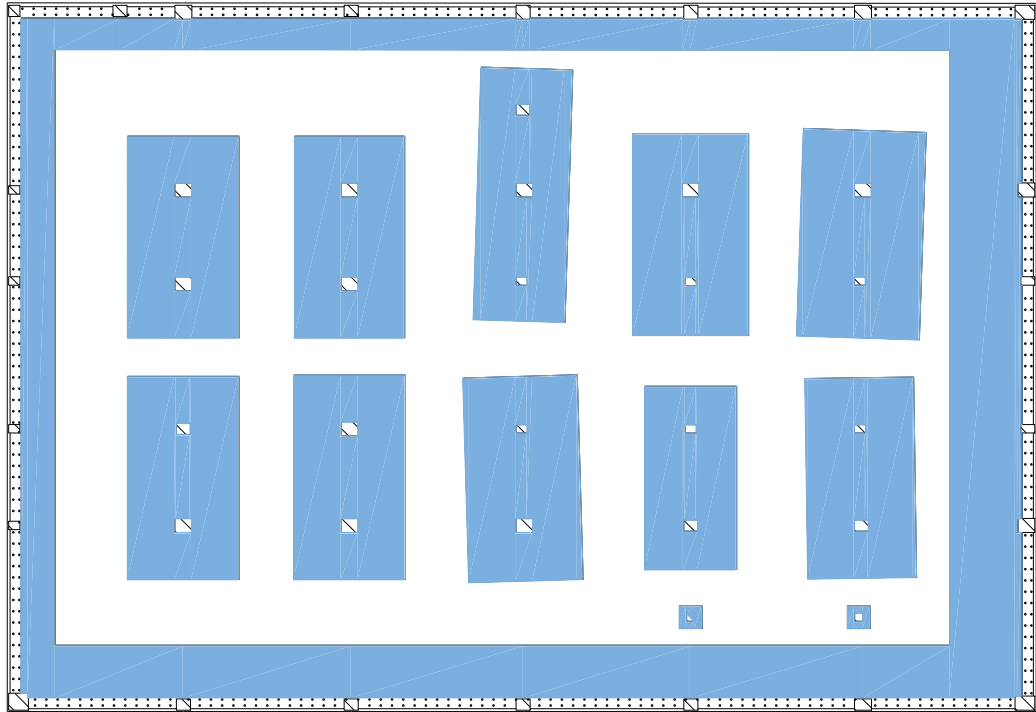
Descripción	Referencia	Dimensiones (cm)	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes	D	50-58-60	62-70-72
Altura del complemento	h1	De 10 a 25	Del 12 a 25
Altura carpeta de compresión	h2	5	5
Altura paquete estructural	H	De 15 a 30	De 17 a 30

Fuente: CONCRETEC

### 3.5.5 Diseño estructural de losa de fundación

Se diseña este tipo de cimentación debido a que el área ocupada por zapatas es más del 50% de la superficie a cimentar, como se ve en la ilustración; y por lo tanto hay una mejor distribución de cargas al fundar una losa de cimentación

### Ilustración 17: Fundación con Zapatas



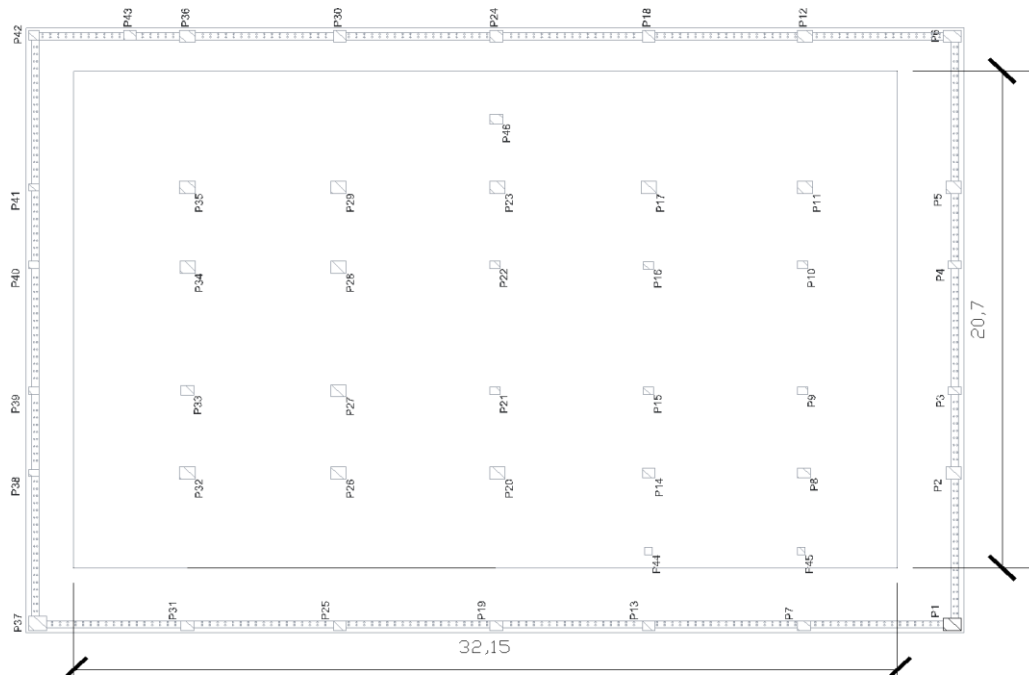
Fuente: Elaboración Propia

Debido a que se cuenta con un solo estudio de suelos, se decidió darse un 20% de seguridad a la tensión admisible del terreno, para poder realizar el diseño estructural de la losa de fundación se trabajó con:

- Tensión admisible:  $1.75 \text{ kg/cm}^2$

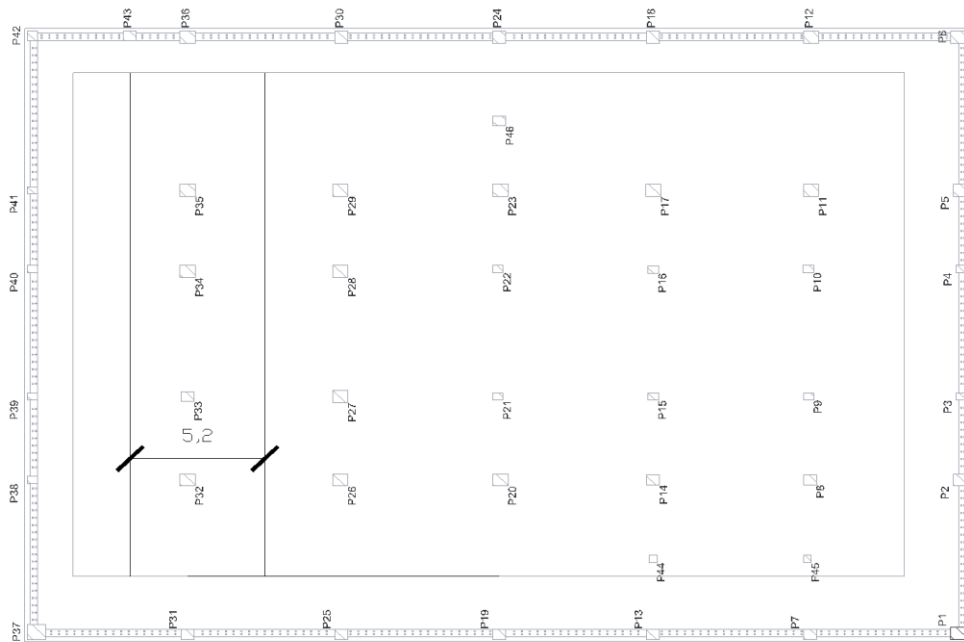
## Losas analizadas

Ilustración 18: Geometría de la Losa de Cimentación.



Fuente: Elaboración Propia

Ilustración 19: Geometría de la Losa de División de Losa de Cimentación por franjas.



Fuente: Elaboración Propia

## Diseño estructural de losa de cimentación

Cálculo del centro de gravedad de la losa:

Columnas	N (t)	X (m)	Y (m)	N*xl	N*yl	Mxl (t·m)	Myl (t·m)
C8	327,28	3,95	3,64	1292,76	1191,30	8,18	1,21
C9	190,02	7,38	3,64	1402,35	691,67	3,8	0,31
C10	189,53	12,62	3,64	2391,87	689,89	3,79	0,43
C11	404,03	15,85	3,64	6403,88	1470,67	10,1	0
C14	311,18	3,95	9,70	1229,16	3018,45	7,78	0,9
C15	196,69	7,38	9,70	1451,57	1907,89	3,93	0
C16	189,83	12,62	9,70	2395,65	1841,35	3,8	1,12
C17	402,1	15,85	9,70	6373,29	3900,37	11,42	2,28
C20	393,16	3,95	15,60	1552,98	6133,30	9,83	0,28
C21	189,56	7,38	15,60	1398,95	2957,14	3,79	0
C22	207,18	12,62	15,60	2614,61	3232,01	4,14	1,09
C23	226,94	15,85	15,60	3597,00	3540,26	4,54	2,88
C26	354,8	3,95	21,80	1401,46	7734,64	8,87	1,71
C27	316,06	7,38	21,80	2332,52	6890,11	7,9	2,52
C28	302,4	12,62	21,80	3816,29	6592,32	7,56	0,62
C29	386,45	15,85	21,80	6125,23	8424,61	9,66	1,5
C32	380,2	3,95	27,70	1501,79	10531,54	9,51	0,75
C33	319	7,38	27,70	2354,22	8836,30	7,98	0,71
C34	334,82	12,62	27,70	4225,43	9274,51	8,37	0
C35	349,87	15,85	27,70	5545,44	9691,40	8,75	1,14
C44	12,18	0,70	9,70	8,53	118,15	0,92	0,88
C45	7,9	0,70	3,64	5,53	28,76	0,97	0,26
C46	233,78	18,70	15,60	4371,69	3646,97	4,68	1,28

TOTAL	6224,96			63792,189	102343,595	150,27	21,87
-------	---------	--	--	-----------	------------	--------	-------

### Paso 1.- Ubicación de la resultante

$$L = 20,7 \text{ m} \quad X_{cg} = 10,35 \text{ m}$$

$$B = 32,15 \text{ m} \quad Y_{cg} = 16,075 \text{ m}$$

$$X_R = \frac{\sum Nt * Xl + \sum Mxl}{\sum Nt} = 10,27m$$

$$Y_R = \frac{\sum Nt * Yl + \sum MYl}{\sum Nt} = 16.44m$$

Verificación que la resultante "R" este dentro del núcleo central

$$e_x = -0,078 \text{ m}$$

$$e_y = 0,369 \text{ m}$$

$$e_x \leq \frac{L}{6}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6}$$

$$0.078 \leq 3.45 \text{ Cumple}$$

$$0.369 \leq 3.35 \text{ Cumple}$$

## Paso 2- Análisis de presiones

Los momentos causados por excentricidad

$$M_x = Q * e_y = 2299.23 \text{ t*m}$$

$$I_x = 57323.41 \text{ m}^4$$

$$M_y = Q * e_x = 485.88 \text{ t*m}$$

$$I_y = 23763.52 \text{ m}^4$$

Distribución de presiones bajo la losa:

$$\sigma_t = \frac{R}{ab} \pm \frac{12 * M_y * x}{b * a^3} \pm \frac{12 * M_x * y}{a * b^2}$$

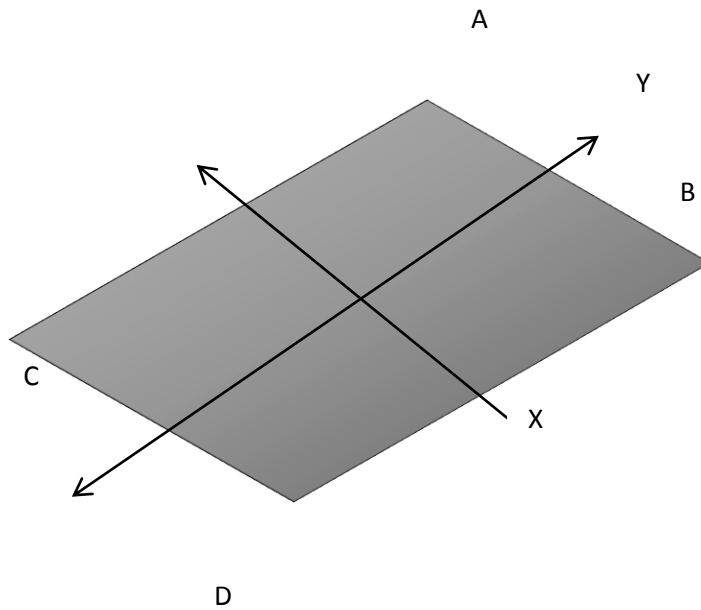
$$\sigma_t = 9.354 \pm 0.020 x \pm 0.04 y$$

$$\sigma_a = 9.79 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_c = 8.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_b = 10.21 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_d = 8.92 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_{adm} = 1,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 0,98 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$\sigma_b = 1,02 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

$$\sigma_c = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

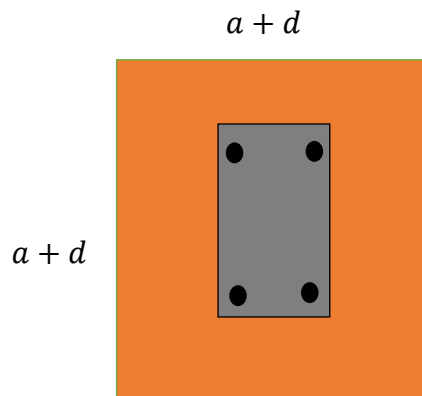
$$\sigma_d = 0,89 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple}$$

### Paso 3.- Dimensionamiento en elevación de la losa

#### a) Verificación a corte por punzonamiento

##### 1.- Columnas P32

Asumiendo "d"=	0,7	m
a=	0,5	m
b=	0,6	m
$\phi$ =	0,75	
$f_c$ =	210	kg/cm <sup>2</sup>



$$A_o = (a + d) * (b + d) = 1.560m$$

$$b_o = 2 * (a + d) + 2 * (b + d) = 5m$$

$$P_u = 1,2D + 1,6L = 380.2$$

$$V_u = \frac{P_u}{\phi * b_o * d} = 14.48 \text{ kg}$$

$$\beta = \frac{\text{lado lado}}{\text{lado corto}} = 1.2$$

$$V_c = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} = 20.418 \text{ kg}$$

$\alpha = 20$  para zapatas intermedias

$$V_c = 0,27 * \left(\frac{\alpha * d}{b_0} + 2\right) * \sqrt{f'_c} = 18.78 \text{ kg}$$

$$V_c = 1,06 \sqrt{f'_c} = 18.781 \text{ kg}$$

Se debe elegir el menor de las expresiones anteriores.

Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación.

$$V_u < V_c$$

$$14.48 < 15.36 \text{ cumple}$$

Entonces la altura será el canto útil más el recubrimiento empleado.

$$h = d + r = 75 \text{ cm}$$

### Verificación de la rigidez de la losa

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_i * b}{4 * E * I}}$$

$$L = 20,7 \text{ m}$$

$$b = 5,2 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} = 486333.33 \text{ cm}^4$$

$$k = 5 \text{ kg/cm}^3$$

$$I_y = \frac{l * h^3}{12} = 59167500.0 \text{ cm}^4$$



$$k_s = K * S = 3.752 \text{ kg/cm}^3$$

$$n = \frac{l}{b} = 3.981$$

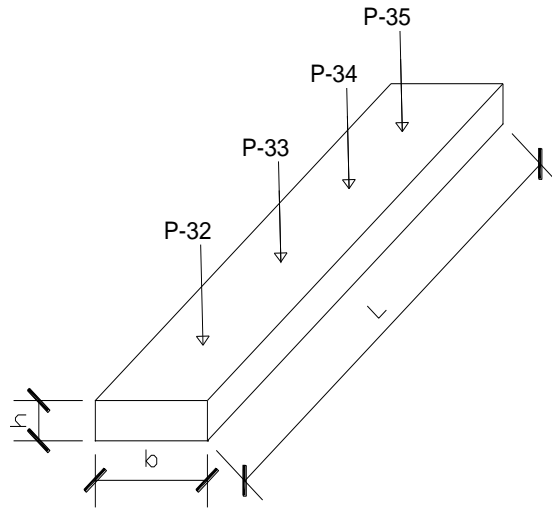
$$S = \frac{(b + 1)^2}{2 * b^2} = 261.0 \text{ suelo granular}$$

$$S = \frac{n + 0,5}{1,5 * n} = 0.750 \text{ suelo cohesivo}$$

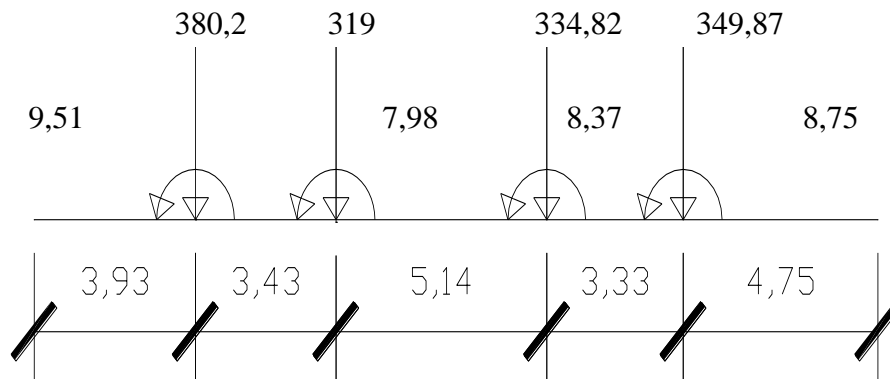
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_i * b}{4 * E * I}} = 0.002$$

$$l \leq 1,75/\lambda$$

$$540 \leq 884.48 \text{ Cumple}$$



### Análisis de esfuerzos



$$\sum N_{IV} = 1383,89 \text{ t}$$

$$\sum M_{IV} = 34,61 \text{ t.m}$$

Columnas	N (t)	X (m)	Y (m)	N*xl	N*yl	Mxl (t·m)	Myl (t·m)
C32	380,2	3,93	27,7	1494,186	10531,54	9,51	0,75
C33	319	7,43	27,7	2370,17	8836,3	7,98	0,71
C34	334,82	12,5	27,7	4185,25	9274,514	8,37	0
C35	349,87	15,83	27,7	5538,4421	9691,399	8,75	1,14
total	1383,89			13588,0481	38333,753	34,61	2,6

$$X_g = \frac{\sum Niv * Xi + \sum Mxi}{\sum Ni} = 9.84 \text{ m}$$

$$e = X_g - \frac{L}{2} = 0.50$$

Como  $e \leq \frac{L}{6}$

$$0.51 \leq 3.45 \text{ cumple}$$

$$\sigma_{it} = \frac{R}{b * L} \left[ 1 + \frac{6e}{L} \right]$$

$$L = 20,7$$

$$b = 5,2$$

$$\sigma_{t1} = 14.74 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{t2} = 10.97 \text{ t.m}$$

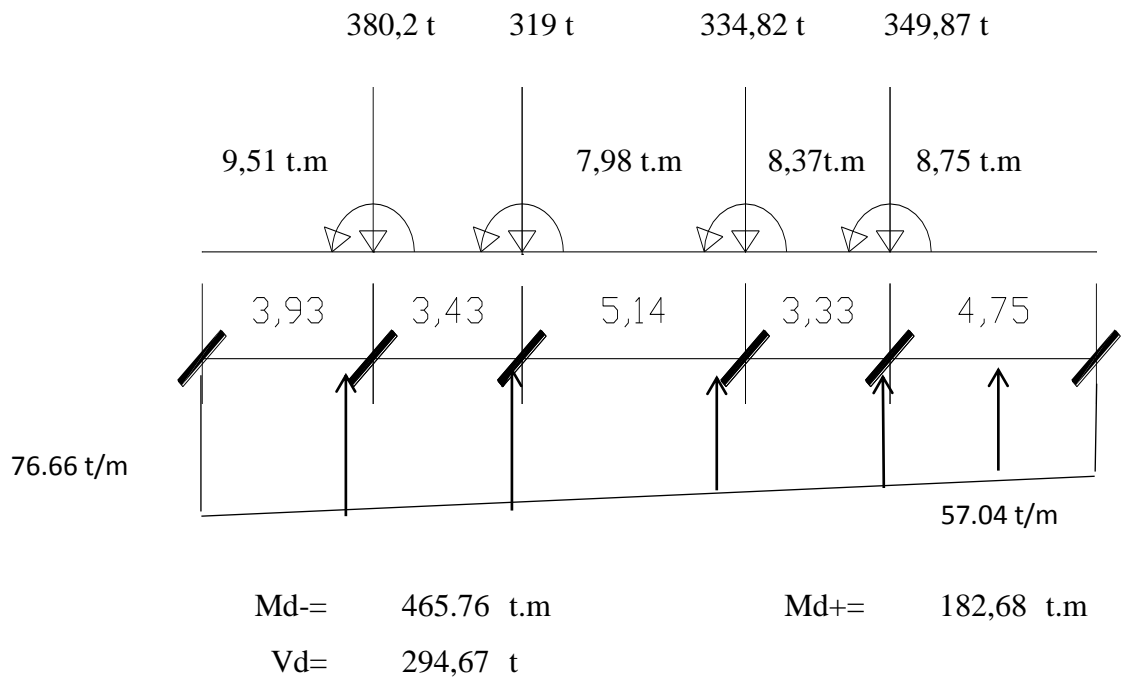
Con estos valores se tiene que:

$$\sigma_1 = \sigma_{t1} * b = 76.66 \text{ t/m}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{t2} * b = 57.04 \text{ t/m}$$

Incremento de presión por metro lineal:

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = 0.947$$



**Dimensionamiento armadura inferior de la losa:**

Md=	182.68	t.m
bw=	520	cm
d=	70	cm
fcd=	140	kg/cm <sup>2</sup>
fyd=	3652,17	kg/cm <sup>2</sup>

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} = 0.05$$

Wa= 0,0961

$$A_{s1} = \frac{w1 * b * d * fcd}{fyd} = 134.09 \text{ cm}^2$$

Para 30ø25 c/15      A= 147.262 cm<sup>2</sup>

Asreal > Ascalculado

147.26 > 134.09 *cumple*

### Dimensionamiento armadura superior de la losa:

Md=	465.76 t.m
bw=	520 cm
d=	70 cm
fcd=	140 kg/cm <sup>2</sup>
fyd=	3652,17 kg/cm <sup>2</sup>

$$\mu_d = \frac{Md}{bw * d^2 * fcd} = 0.131$$

Wa=0.143

$$A_{s1} = \frac{w1 * b * d * fcd}{fyd} = 199.91 \text{ cm}^2$$

Para 42ø16 c/20      A= 199.91 cm<sup>2</sup>

Asreal > Ascalculado

220.89 > 199.91 *cumple*

### 3.5.6 Diseño estructural de rampa

Este cálculo se lo desarrollo de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2.5.1.3.

#### CALCULO DE RAMPA

Fyk= 4200.0 Kg/cm<sup>2</sup>

Fyd=210.0 Kg/cm<sup>2</sup>

Desnivel= 3.2 m

Espesor de la rampa= 0.2m

Ancho de la rampa= 2.9 m

#### Calculo de la carga muerta para la rampa

$$q_{rampa} = t * \gamma_{H^oA^o} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{acabados} = t * \gamma_{H^oA^o} = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{barandado} = t * \gamma_{H^oA^o} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{cm} = q_{rampa} + q_{acabados} + q_{barandado} = 610 \text{ kg/m}^2$$

**Sobrecarga de uso:**

$$Q_{cv} = 400 \text{ kg/m}^2$$

**Carga ultima de diseño**

$$Q_u = 1.2 * Q_{cm} + 1.8 * Q_v = 1372 \text{ kg/m}$$

**Diseño a flexión**

**Momento positivo de diseño en el tramo (Md)**

$$Md=3150.4 \text{ kg*m}$$

**Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.08$$

De la Tabla de valores limites se obtiene el momento reducido de cálculo limite

$$\mu_{lim}=0.0332$$

$$\mu_{lim} > \mu_d$$

no necesita armadura a compresión

Con el valor del momento reducido se entra a la tabla N°2,16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

$$W=0.0739$$

Calculo de la armadura para el momento flector tanto positivo

$$As = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.82 \text{ cm}^2$$

### Armadura mínima ( $A_{smin}$ )

$$w_{min}=0.0018$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 3.06 \text{ cm}^2$$

Como

$$A_s > A_{smin}$$

$$4.82 > 3.06 \quad \text{Usar: } 4.82 \text{ cm}^2$$

Se utilizara: **7Ø10mm**  $A_{sØ} \quad 10\text{mm} = 5.50 \text{ cm}^2$

**Se dispondrá: 7Ø10mm c/15cm**

### Momento negativo de diseño en el tramo ( $M_d$ )

$$M_d = -5676 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

### Momento reducido de cálculo ( $\mu_d$ )

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.14$$

De la tabla de valores límites se obtiene el momento reducido de cálculo limite

$$\mu_{lim} = 0.0332$$

$$\mu_{lim} > \mu_d$$

no necesita armadura a compresión

Con el valor del momento reducido se entra a la tabla N°2,16 y se obtiene la cuantía mecánica de la armadura

$$W = 0.1546$$

Cálculo de la armadura para el momento flector tanto positivo

$$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 10.07 \text{ cm}^2$$

### Armadura mínima ( $A_{smin}$ )

$$w_{min}=0.0018$$

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * d = 3.06 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s > A_{smin}$  usar  $10.07 \text{ cm}^2$

Se utilizara: **9 Ø 12 mm**

$$A_{sØ 12mm} = 10.18 \text{ cm}^2$$

**Se dispondrá: 9 Ø 12mm c/12 cm**

### Refuerzo transversal por temperatura y reparto:

$$A_{smin} = 3.06 \text{ cm}^2$$

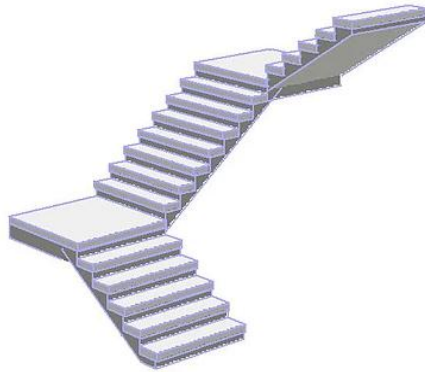
$$\text{Asumiendo } Ø10 \Rightarrow A_{Ø8} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

$$Nd = \frac{A_{smin}}{A_{Ø10}} = 4 \Rightarrow 4Ø10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Se empleara: Ø 10 C/25 cm**

### 3.5.7 Diseño estructural escalera

Ilustración 20: Escalera de tres tramos



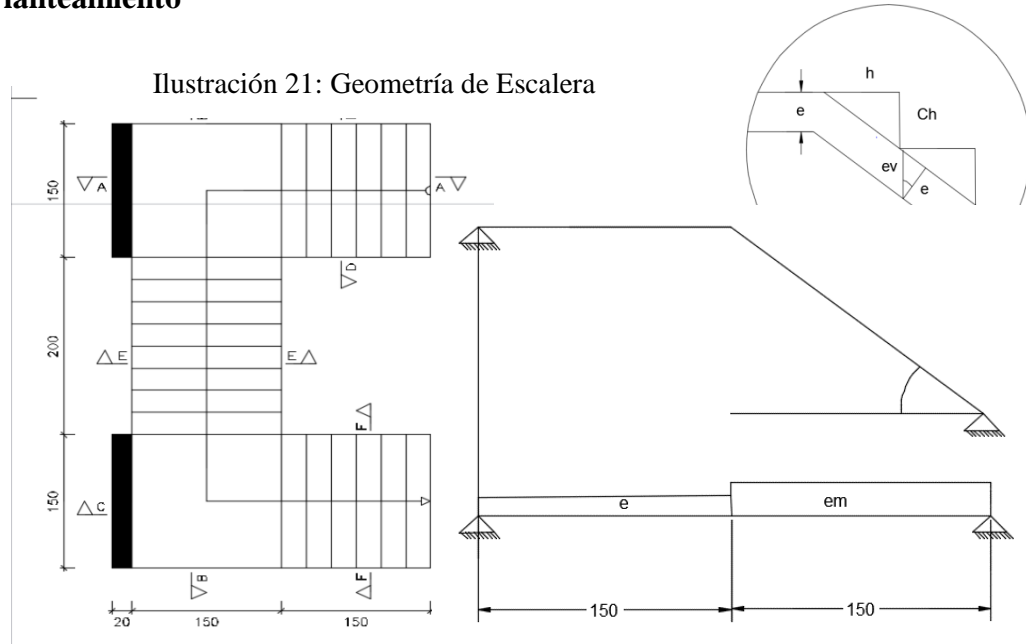
Fuente: Imágenes Google.

#### Datos

$f_{cd}$ =	140 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de diseño del hormigón
$f_{yd}$ =	3652 kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de diseño del acero
H=	4,2 m	Altura a salvar
A=	1,5 m	Ámbito
h=	0,25 cm	Huella
Ch=	0,182 cm	Contrahuella
r=	3 cm	Recubrimiento
d=	15 cm	Altura de losa



## 1.- Planteamiento



Fuente: Elaboración Propia

## 2.- Solución

$$\alpha = \text{tag}^{-1} \left( \frac{Ch}{h} \right) = 36.05$$

$$l_y = \frac{l}{\cos \alpha} = 3.34$$

### Espesor

$$e = \frac{l_y}{40} = 8.35 \quad \text{Se adopta 15 cm}$$

### Espesor medio

$$em = \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{Ch}{2} = 18.64$$

## 3.- Cargas

Carga Muerta	Peso	
Peso del H°A°	2500	Kg/m <sup>3</sup>
Peso acabados	100	Kg/m <sup>2</sup>
Peso de varando	300	Kg/m

Carga viva	Peso	
Carga viva	300	Kg/m <sup>2</sup>

Combinación Desfavorable=1,6\*CM+1,6\*CV

Tramo inclinado 1		
Pp. De losa	466,1	Kg/m <sup>2</sup>
P. de acabados	100	Kg/m <sup>2</sup>
P. de baranda	96,8	Kg/m <sup>2</sup>

Tramo descanso		
Pp. De losa	375,0	Kg/m <sup>2</sup>
P. de acabados	100	Kg/m <sup>2</sup>
P. de baranda	96,8	Kg/m <sup>2</sup>

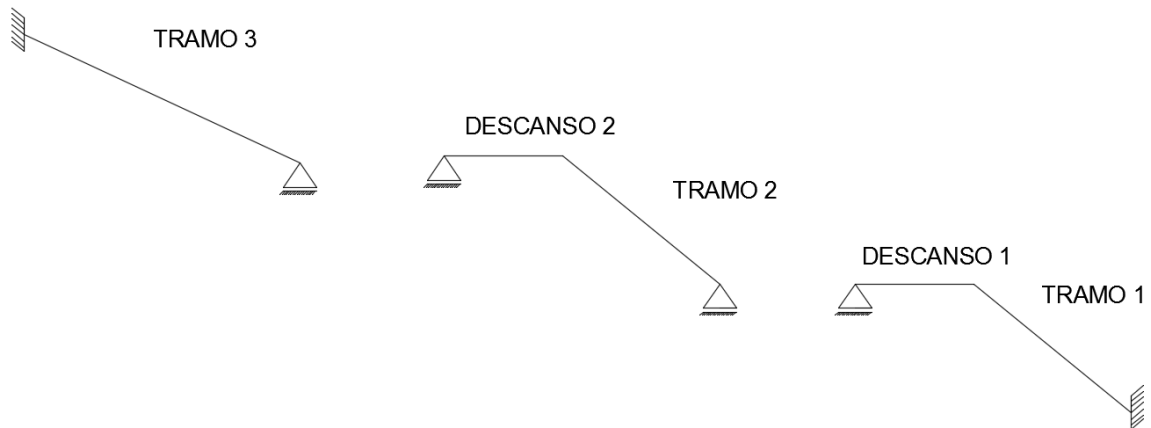
Carga muerta	662,9	Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	300	Kg/m <sup>2</sup>
Carga total	962,9	Kg/m <sup>2</sup>

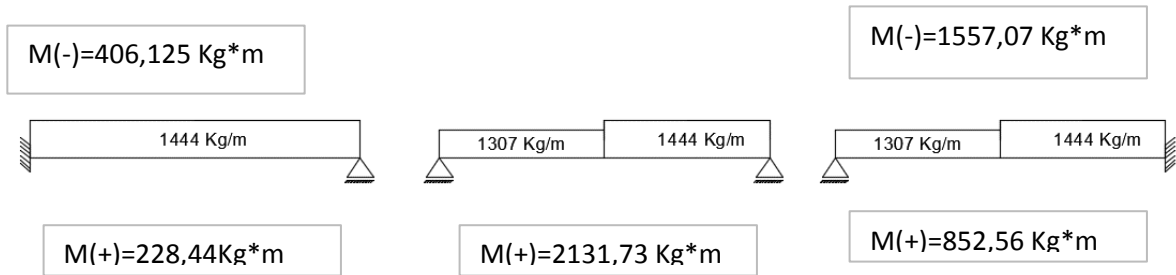
Carga muerta	571,8	Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	300	Kg/m <sup>2</sup>
Carga total	871,8	Kg/m <sup>2</sup>

Tramo inclinado 2		
Pp. De losa	466,1	Kg/m <sup>2</sup>
P. de acabados	100	Kg/m <sup>2</sup>
P. de baranda	96,8	Kg/m <sup>2</sup>

Carga muerta	662,9	Kg/m <sup>2</sup>
Carga viva	300	Kg/m <sup>2</sup>
Carga total	962,9	Kg/m <sup>2</sup>

#### 4.- Estado de carga





## 5.- Diseño a flexión

Momento reducido de cálculo  $M_d = 1557.07 \text{ kg}^*\text{m}$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.03029 \quad \mu_{dlim} = 0,332$$

$\mu_{lim} > \mu_d$  No necesita armadura a compresión

Cálculo de la armadura

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo de la armadura mínima recomendada

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,8}{1000} * b * h = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Momento reducido de cálculo  $M_d = 2131.73 \text{ kg}^*\text{m}$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.04147 \quad \mu_{dlim} = 0,332$$

$\mu_{lim} > \mu_d$  No necesita armadura a compresión

Calculo de la armadura

$$A_s = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculo de la armadura mínima recomendada

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,8}{1000} * b * h = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La armadura asumida es:

As=	5,03	cm <sup>2</sup> /m	Inferior
As=	5,03	cm <sup>2</sup> /m	Superior

Constructivamente se pondrá para un metro

Armadura de distribución

Ubicación	Distribución			As(cm <sup>2</sup> )	
Inferior	5 $\emptyset$	12 mm	c/ 20 cm	5,65	cumple
Superior	5 $\emptyset$	12 mm	c/ 20 cm	5,65	cumple

Armadura de distribución o de reparto

Un 20% de la armadura principal.

As=	1,01	cm <sup>2</sup> /m	Inferior
As=	1,01	cm <sup>2</sup> /m	Superior

Ubicación	Distribución			As(cm <sup>2</sup> )	
Inferior	4 $\emptyset$	6 mm	c/ 20 cm	1.13	cumple
Superior	4 $\emptyset$	6 mm	c/ 20 cm	1.13	cumple

### 3.6 Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas realizadas para cada ítem, comprende los siguientes puntos: definición, materiales, herramientas y equipo, procedimiento para la ejecución, forma de medición y forma de pago: cada uno de estos puntos deben ser estrictamente cumplidos en el momento de la ejecución del proyecto. (Ver las especificaciones Técnicas en Anexo A.4).

### **3.7 Computo Métricos.**

Los cómputos métricos realizados para cada ítem.

Los cómputos de mediciones de longitudes, áreas, volúmenes y pza. Respetando los procedimientos constructivos para el diseño.

En el anexo A.5, se indica el desarrollo de cada una de las actividades de la obra, indicando el precio unitario y el presupuesto total.

### **3.8 Análisis de Precios Unitarios.**

El análisis de precios unitarios realizado para cada ítem, comprende los siguientes puntos: materiales, mano de obra, equipo, maquinaria, herramientas, beneficios sociales gastos generales, administrativo, impuestos y utilidades sin tomar en cuenta instalaciones. Ver Anexo A.5.

Los parámetros tomados en cuenta para el presente proyecto se mencionan a continuación:

A: Costo de Material.

B: Costo de Mano de Obra.

C: Costo Equipo, Maquinaria y Herramientas.

Costo Directo del ITM= A+B+C

Cargas Sociales 60% del costo de la mano de obra.

IVA (Impuesto al Valor Agregado) 13% del costo de la mano de obra.

IT (Impuesto al valor Agregado) 3% del costo directo.

Herramientas Menores 5% del costo de la mano de obra.

Gasto Generales 10% del costo directo.

Utilidades 10% resulta de la suma del costo directo más los gastos generales.

### **3.9 Presupuesto General de la Obra.**

El costo total de la obra es de Bs 14.232.440,88 (Catorce millones doscientos treinta y dos mil, cuatrocientos cuarenta con 88/100 Bolivianos).

Haciendo un valor de 2.039.031,64 \$ americano.

### **3.10 Cronograma de Ejecución.**

Para el proyecto se tiene un plazo de ejecución de 558 días calendario. Se muestra en el Anexo 6.

## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO

#### 4.1 Muro de contención de H°A° (Muro de sótano).

Son estructuras de protección evitan el deslizamiento del suelo, estos reciben las cargas verticales de las plantas superiores, pudiendo existir varios sótanos. Dependiendo de que el terreno adyacente sea o no de propiedad ajena y de la relación entre empujes y cargas verticales, el cimiento va o no centrado respecto al muro.

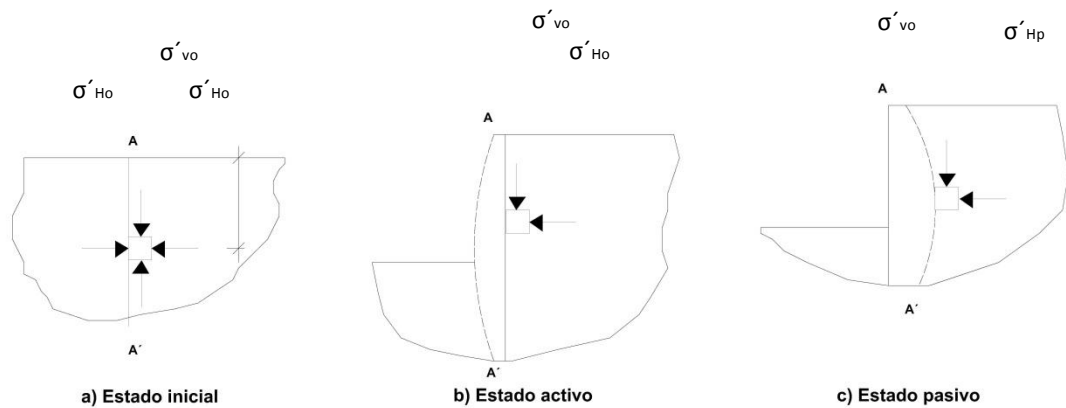
##### 1) El empuje de tierras:

**-Estado inicial.-** En la ilustración 2.4 supongamos que la línea AA` la sustituimos por una pantalla indefinida de espesor inapreciable, pero de rigidez muy grande, de forma que no se altere el estado de tensiones, esta situación la denominaremos estado inicial.

**-Estado activo.-** Si eliminamos el terreno situado a la izquierda de la pantalla, esta se verá sometida a las tensiones que había antes a la derecha, pero con el inconveniente de no existir terreno a la izquierda para mantener el equilibrio, con lo que la pantalla tendera a moverse bajo las tensiones iniciales o empujes iniciales, por lo que el terreno de la derecha experimentara una relajación. Como consecuencia de esta relajación, disminuirán las tensiones horizontales en el terreno próximo a la pantalla hasta alcanzar unos valores permanentes  $\sigma_{Ha}$ , correspondientes a un estado llamado estado activo.

**-Estado pasivo.-** Por el contrario, si hubiésemos movido la pantalla hacia el terreno de la derecha, las presiones sobre la línea AA` aumentarían, debido a la reacción del terreno que se opone al movimiento. También llegaríamos a un estado de tensión permanente,  $\sigma_{Hp}$ , corresponde a un estado pasivo.

Ilustración 22: Estados inicial, activos y pasivos idealizados.



Fuente: J. Calavera, Muros de Contención y de Sótano

En la Figura 2.4, se analiza la variación de las tensiones horizontales en un punto, en función de los movimientos que podría experimentar la línea AA'. Como se desprende de la misma, existen dos estados límite, activo y pasivo, que representan las tensiones que un terreno puede tener junto a un muro, es decir, los empujes máximo y mínimo del terreno hacia una estructura de contención.

## 2) Teoría de Rankine.

### a) Hipótesis de la teoría de Rankine:

- Suelo homogéneo e isotrópico.
- Muro vertical y liso.
- Superficie del material de relleno horizontal.
- Material con una resistencia al esfuerzo cortante dada por la ecuación de Coulomb-Terzaghi.
- El material se encuentra en un estado de equilibrio plástico: estado de equilibrio plástico activo para el caso activo y estado de equilibrio plástico pasivo para caso pasivo.



**b) Ecuaciones Rankine con Cohesión:**

$$\sigma_a = ka * \sigma_0' - 2c' * \sqrt{ka} \quad \text{Presión Activa}$$

$$\sigma_p = ka * \sigma_0' - 2c' * \sqrt{kp} \quad \text{Presión Pasiva}$$

$$ka = \tan^2 * \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$kp = \tan^2 * \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_0' = \gamma * H$$

Donde:

Ka= coeficiente de presión activa de Rankine.

Kp= coeficiente de presión pasiva de Rankine.

$\gamma$ = peso específico del suelo.

H= altura del muro.

**c) Dimensionamiento de la armadura.**

- **Armadura vertical con el alzado trabajando a flexión simple.-** Para el cálculo de la armadura vertical ( $As_{1,v}$  y  $As_{2,v}$ ) podemos usar el método de cálculo simplificado para secciones sometidas a flexión simple en secciones rectangular que se expone en el anejo 7 de EHE.

Generalmente nos vamos a encontrar con el caso 1 de flexión simple ( $M_d \leq 0.375 U_0 d$ ), en el cual no es necesaria armadura de compresión por cálculo, ( $As_{2v}=0$ ), con lo cual no será necesario disponer por cálculo de armadura vertical en la cara comprimida.

Sin embargo, para controlar la figuración producida por la retracción y esfuerzos térmicos, será preciso disponer de una armadura vertical mínima en la cara

comprimida que vendrá determinada por cuantías, generalmente por la cuantía geométrica mínima.

- **Armadura vertical con el alzado trabajando a flexión compuesta.-** En muchas ocasiones, se emplea armadura simétrica como simplificación constructiva, sin embargo puede ser importante, por el ahorro que ello conlleva, buscar un par de armaduras  $As_{v1}$ ,  $As_{v2}$  tal que resulte óptima la suma de ambas. En el caso de emplear armaduras simétrica, la armadura vertical en ambas caras,  $As_{1v} = As_{2v}$ , se puede obtener mediante el método expuesto en la EHE. Flexión compuesta recta en sección rectangular con  $U_{s1} = U_{s2}$ .

En el caso de buscar una distribución óptima de armaduras, podemos aplicar el método que se expone a continuación:

**-Flexión compuesta en sección rectangular con distribución óptima de armaduras:**

En el caso de estructuras de contención, dada la marcada dirección y sentido del momento flector, existiendo en el muro una cara claramente más fraccionada (o menos comprimida) que la otra, se puede buscar el par de armaduras  $As_{1,v}$ ,  $As_{2,v}$ , tal que resulte mínima la suma de ambas.

El método de cálculo que más se ajusta al comportamiento real se basa en el diagrama parábola rectángulo del hormigón, e implica un proceso laborioso de resolución de ecuaciones (ver Calavera 2 o J. Montoya 8).

Sin embargo, para simplificar el problema, podemos obtener las capacidades mecánicas de la armadura ( $U_{s1}$ ,  $U_{s2}$ ) como si se tratara de un problema de flexión simple y después aplicar el teorema de Ehlers. Para ello se sustituye el momento de cálculo ( $M_d$ ) por  $N_d \times e_t$ , siendo  $e_t$  la excentricidad con respecto a la armadura de tracción: se calcula como si se tratase de un problema de flexión simple y luego se determina la armadura correspondiente a la flexión compuesta.

- **Determinación del momento de cálculo a flexión simple:**

$$e_t = \frac{M_d}{N_d} + \frac{d - d'}{2} \quad (\text{Excentricidad con respecto a la armadura de tracción})$$

El nuevo momento de cálculo vendrá determinado por la expresión:

$$M_d = Nd * e_t$$

- **Obtención de la armadura a partir del cálculo a flexión simple.(EHE)**
- **Obtención de la armadura correspondiente a flexión compuesta.**

$$US1 = AS1 * f_{yd} - Nd$$

$$US2 = AS2 * f_{yd}$$

En el caso de cargas en coronación reducidas, nos vamos a encontrar con que no es necesaria armadura a compresión, ( $AS2, v=0$ ), con lo cual no será necesario disponer por cálculo de armadura vertical en la cara comprimida, pero al igual que el caso de alzado trabajando a flexión simple, será necesaria disponer una armadura mínima por cuantías para controlar la figuración por retracción y esfuerzos térmicos.

- **Armadura horizontal en el alzado.-** La armadura horizontal necesaria se obtiene aplicando la normativa EHE, en el cual se indica la cuantía geométrica de la armadura horizontal, así como el modo de disponerla.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que se dispongan juntas verticales de contracción, a distancias no superiores a 7,5 m, con armadura horizontal interrumpida, la cuantía geométrica horizontal podrá reducirse a la mitad.

- **Comprobación a esfuerzo cortante.-** En estas estructuras no es habitual disponer de armadura a cortante, con lo que se debe de comprobar que el alzado no se agota por tracción del alma.

En primer lugar se define el esfuerzo cortante efectivo, en el caso de armaduras pasivas y piezas de sección constante como:

$$V_{rd} = V_d$$

El esfuerzo cortante de cálculo, en piezas sin armadura de cortante, debe de ser menor que la resistencia a tracción del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Dónde:

$V_{rd}$  = esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

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

$V_{u2}$  = esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

El esfuerzo de agotamiento por tracción en el alma  $V_{u2}$ , en piezas sin armadura cortante, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$V_{u2} = [0.12 * \varepsilon * (100\rho_1 * f_{ck})^{1/3} - 0.15 * \sigma'_{cd}] * b_0 * d$$

Siendo:

$$\sigma'_{cd} = \frac{Nd}{b * h}$$

Tensión de compresión axial efectiva, si existe del hormigón. En caso de flexión simple o axiales pequeños, se puede despreciar.

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (\text{con } d \text{ en mm})$$

$$b_0 = b \quad (\text{en piezas de seccion constante})$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_0 * d} < 0.02 \quad \text{Cuantía geométrica de la armadura longitudinal fraccionada}$$

Si  $V_{rd} > V_{u2}$ , la pieza resiste el esfuerzo cortante a que se encuentra sometida. En este caso podemos aumentar el canto o el ancho de la sección, también podríamos aumentar la sección de la armadura longitudinal traccionada o colocar armadura de cortante, en cuyo caso se comprobaría su resistencia a cortante según el método expuesto en la EHE para piezas con armadura de cortante.

#### 4.2. Diseño estructural de muros de sótano

## Diseño geométricos, esfuerzos máximos y características mecánicas de los materiales

a=	0,4 m	ancho del muro
d=	0,36 m	canto útil del muro
d`=	0,02 m	
H=	4,2 m	altura del muro
h=	0,7	canto de la losa de cimentación
H rell=	4,0 m	altura del relleno
t=	1 m	ancho equivalente para el cálculo de armaduras
$\alpha$ =	90 °	Angulo formado por el trasdos y la horizontal
$\Phi$ =	30 °	Angulo de rozamiento interno del terreno
$\delta$ =	0 °	Angulo de rozamiento interno muro-terreno
c=	0,05 kg/cm <sup>2</sup>	cohesión del suelo
$\gamma_t$ =	2,08 gr/cm <sup>3</sup>	peso específico del terreno
$\gamma_h$ =	2500 kg/m <sup>3</sup>	peso específico del hormigón
$\sigma_{adm}$ =	1.75 kg/cm <sup>2</sup>	tensión admisible del terreno
$f_{yd}$ =	3652,2 kg/cm <sup>2</sup>	resistencia de cálculo del acero
$f_{cd}$ =	140 kg/cm <sup>2</sup>	resistencia de cálculo del hormigón
		axil característico debido a las acciones coronación del
N=	5000 kg/m	muro

### Cálculo del empuje en muro:

coeficiente de presión activa de rankine:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$
$$K_a = 0,333$$

$$\sqrt{k_a} = 0,577$$

para z=0

$$\sigma_{a_0} = -2 * c * \sqrt{ka} = -577.35 \text{ kg/m}^2$$

para

$z=4\text{m}$

$$\sigma_{a_0} = \gamma * H * ka - 2 * c * \sqrt{ka} = 1710.65 \text{ kg/m}^2$$

$$z_c = \frac{2 * c}{\gamma * \sqrt{Ka}}$$

$$Z_c = 0,833$$

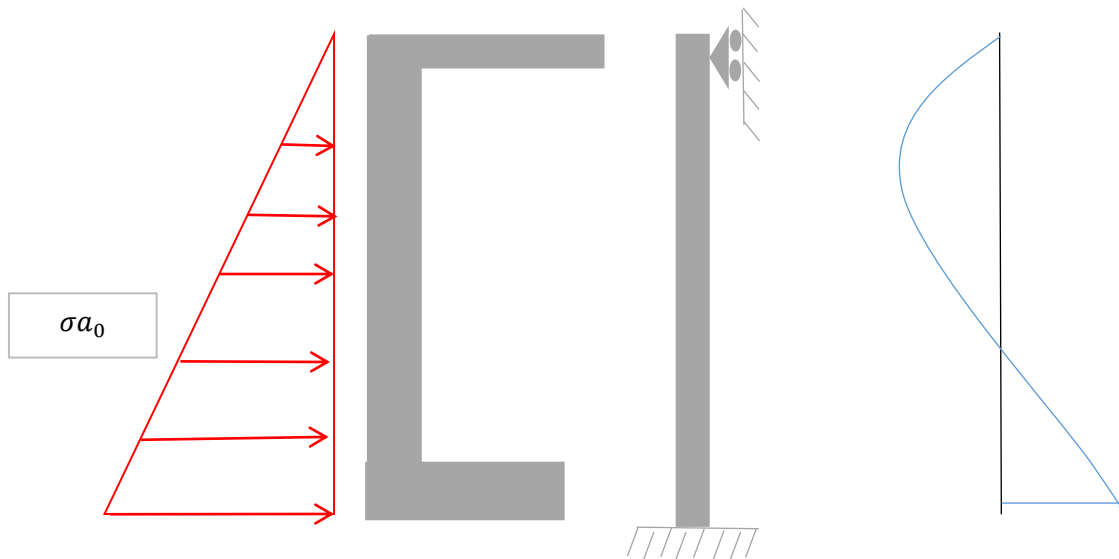
Para  $H= 4\text{m}$

Presión activa:

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * ka - 2c * H * \sqrt{Ka}$$

$$Pa = 1465.798 \text{ kg/m}$$

$$z = \frac{4}{3} = 1,1 \text{ m}$$



### Calculo de la armadura del alzado o fuste del muro

Axil de	
coronación=	14500 kg/m
Peso fuste=	4200 kg/m
Nd=	18700 Kg/m
Md=	6647.1 Kgm/m
Vd=	5382.2 Kgm/m

### Calculo de la armadura vertical del fuste:

Por aspectos constructivos se suele colocar  $A_s$  simétricas, en el siguiente procedimiento analizare tanto para  $A_s$  simétricas como para la  $A_s$  simétricas como para la  $A_s$  optima que deberá llevar.

Dimensionamiento con armadura simétrica. Flexión compuesta recta en secciones rectangulares con  $U_{s1}=U_{s2}$

$$d \leq \frac{h}{7} \quad 0.02 \leq 0.057 \quad \text{cumple}$$

$$U_0 = 0,85 * fcd * b * d \quad 0 \leq Nd \leq 0,5U_0$$

$$U_0 = 428400 \text{ kg} \quad 0 \leq 18700 \leq 214200$$

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{Md}{d - d'} + \frac{Nd}{2} - \frac{Nd * d}{d - d'} * \left(1 - \frac{Nd}{2 * U_0}\right)$$

$$U_{s1} = U_{s2} = 9532.35$$

Flexión compuesta en sección rectangular con distribución óptima de armaduras.

En nuestro caso dada la dirección del momento flector se puede ver cuál es la zona de tracción y compresión del muro por lo que se puede determinar  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ . Tal que resulte mínima la suma de ambas.

Para simplificar el problema, es posible obtener las capacidades mecánicas de la armadura como si fuera un problema de flexión simple y después aplicar el teorema de Ehlers, el cual consiste en sustituir el momento de diseño  $M_d$  por  $N_d * e_t$ , donde  $e_t$  es la excentricidad con respecto a la armadura de tracción. Al hacer este análisis se calcula la armadura correspondiente a una flexión compuesta. Las expresiones son las siguientes:

$$U_{s1} = A_{s1} * F_{yd} - N_d \qquad U_{s2} = A_{s2} * F_{yd}$$

**a) Determinación del momento de cálculo a flexión simple:**

$$e_t = \frac{M_d}{N_d} + \frac{d - d'}{2} = 0.525 \text{ m}$$

Excentricidad con respecto a la armadura de tracción

$$M_d = N_d * e_t = 9826.07 \text{ kg.m}$$

**b) Calculo a flexión simple. (EHE):**

$$U_0 = 0,85 * f_{cd} * d * b = 428400$$

$$M_d \leq 0,375 U_0 * d$$

$$9826.07 \leq 57834$$

$$U_{s1} = U_0 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_d}{U_0 * d}} \right) = 28224.40 \text{ kg}$$

**c) Aplicación del teorema de Ehlers**

$$U_{s1v} = A_{s1} * f_{yd} - N_d = 9524.4$$



## Cuantías mínimas y máximas para la armadura vertical

Cuantía mecánica (EHE, Art. 42.3.2. y 42.3.3.)

a) A tracción:

$$A_{s1y} * f_{yd} \geq 0,25 * \frac{W_1}{h} * f_{cd}$$

$$W_1 = \frac{b * h^2}{6} = 0.0667$$

$$A_{s1y} * f_{yd} \geq 23333.33 \text{ kg}$$

b) A compresión:

$$A_{s1y} * f_{yd} \geq 0,05 * N_d \quad (\text{cuantía mínima})$$

$$A_{s1y} * f_{yd} \leq 0,5 * f_{cd} * b * h \quad (\text{cuantía máxima})$$

$$0,05 * N_d = 935 \text{ kg (cuantía mínima)}$$

$$0,5 * f_{cd} * b * h = 280000 \text{ Kg (cuantía máxima)}$$

## Cuantía geométrica mínima

$$A_{s1y} \geq \frac{1,2}{1000} * b * h \quad (\text{cuantía mínima de la armadura traccionada o menos comprimida})$$

$$A_{s2y} \geq 0,3 * \frac{1,2}{1000} * b * h \quad (\text{cuantía mínima de la armadura comprimida o menos traccionada})$$

$$\frac{1,2}{1000} * b * h = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$0,3 * \frac{1,2}{1000} * b * h = 1,44 \text{ cm}^2$$

## Dimensionado de la armadura vertical

$$A_{s1y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2.608 \quad (\text{Armadura necesaria por calculo en la cara traicionada, considerando el método óptimo de dimensionamiento de las armaduras})$$

$$A_{s2y} = 0 \quad (\text{Armadura necesaria por calculo en la cara comprimida, considerando el método óptimo de dimensionamiento})$$

$$A_{s1y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 6.39 \quad (\text{Armadura necesaria por cuantía mecánica mínima a tracción})$$

$$A_{s2y} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0.088 \text{ cm}^2 \quad (\text{Armadura necesaria por cuantía mecánica mínima a compresión})$$

$$A_{s1y} \geq 4.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{Armadura necesaria por cuantía geométrica en la cara traccionada.})$$

$$A_{s2y} \geq 1.44 \text{ cm}^2 \quad (\text{Armadura necesaria por cuantía geométrica en la cara comprimida.})$$

**Teniendo en cuenta las limitaciones anteriores y el armado necesario por calculo queda**

$$A_{s1y} \geq 6.389 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2y} \geq 1.44 \text{ cm}^2$$

### Armadura vertical real de la pieza:

Cara traccionada  $A_{s1,v}$

Para un acero de  $\phi=10\text{mm}$   $A=0.785 \text{ cm}^2$

$N^\circ$ barras= 9 entonces el área total es  $A_{s1v}= 7.069 \text{ cm}^2$

Se utilizará:  $\phi 10 \text{ mm}$  c/10cm (por metro lineal de muro)

Cara comprimida  $A_{s1,v}$

Para un acero de  $\phi=10\text{mm}$   $A=0.785 \text{ cm}^2$

Nºbarras= 5 entonces el área total es  $As_{2v}= 3.927 \text{ cm}^2$

Se utilizará:  $\phi 10 \text{ mm } c/20\text{cm}$  (por metro lineal de muro)

### **Cálculo de la armadura horizontal del fuste.**

La armadura horizontal necesaria se obtiene:

$$A_{sh} \geq \frac{\frac{1}{3} * 2}{1000} * b * h = 9.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq \frac{\frac{2}{3} * 2}{1000} * b * h = 18.67 \text{ cm}^2$$

### **Armadura horizontal real de la pieza:**

Cara traccionada  $As_{1,H}$

Para un acero de  $\phi=12\text{mm}$   $A=1.131 \text{ cm}^2$

Nºbarras= 15 entonces el área total es  $As_{2v}= 16.965 \text{ cm}^2$

**Se utilizará:  $\phi 12 \text{ mm } c/20\text{cm}$**

Cara traccionada  $As_{2,H}$

Para un acero de  $\phi=12\text{mm}$   $A=1.131 \text{ cm}^2$

Nºbarras= 16 entonces el área total es  $As_{2v}= 18.096 \text{ cm}^2$

**Se utilizará:  $\phi 12 \text{ mm } c/20\text{cm}$**

### Comprobación al cortante

$$V_{u2} = \max \left[ \frac{0,18}{\gamma_c} * \varepsilon * \sqrt[3]{100 * \varphi_t * f_{ck}}; \frac{0,075}{\gamma_c} * \sqrt{\varepsilon^3 * f_{ck}} \right] * b * d$$

$$V_{u2} = \max[0.811 ; 0.511] * b * d$$

$$V_{u2} = 7963.346$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{200/d} = 1.707$$

$$\varphi_t = \frac{A_s}{b * d} = 0.0019$$

$$V_d \leq V_{u2}$$

$$V_d \leq V_{u2}$$

$$5353.6 \leq 7963.346 \text{ cumple}$$

## CAPITULO V

### 5.1 Conclusiones

- La nueva infraestructura de la Casa Fiscal, cumple con la Norma Boliviana del Hormigón (CBH-87) garantizando la estabilidad, economía, seguridad y vida útil de la estructura brindando comodidad y seguridad a la población.
- Se determinó la resistencia admisible del subsuelo en el lugar de emplazamiento, realizando el ensayo con equipo para Ensayos Normales de Penetración (SPT), la resistencia admisible es  $2.19 \text{ kg/cm}^2$  a 3.0 m de profundidad, para el diseño de los elementos de cimentación, por seguridad se optó por usar  $1.75 \text{ kg/cm}^2$  reduciendo un 20% la resistencia admisible; considerando la necesidad de realizar otros puntos de muestreo en el área del emplazamiento de la obra, de forma previa a la ejecución de la misma.
- Se realizaron modificaciones a los planos arquitectónicos, como ser el estacionamiento y el primer piso. Dichos planos arquitectónicos son presentados en los anexos; identificando la necesidad de reubicar algunas columnas y reducir el espacio entre estas con la finalidad de garantizar funcionalidad al parqueo vehicular del sótano principalmente.
- El desarrollo del cálculo estructural se realiza empleando el CYPECAD 2018, para una posterior verificación del dimensionamiento de los elementos más solicitados de la estructura, donde los resultados obtenidos cumplen satisfactoriamente las verificaciones y las recomendaciones establecidas en la norma Boliviana del Hormigón CBH-87.
- Al diseñar las cimentaciones se verificó la posibilidad de usar zapatas aisladas, pero debido a que ocupaban más del 50% del área de fundación, se planteó realizar una losa de cimentación.
- Se tomó en cuenta la influencia del viento sobre la estructura ya que debido a la altura del edificio y las dimensiones que posee el mismo, se generan cargas importantes a tomar en cuenta; adoptando para el cálculo una velocidad de viento de 85 Km/h.

- Los elementos portantes como zapatas, columnas y vigas cumplen con las recomendaciones establecidas en el Código Boliviano del Hormigón (CBH-87).
- Para realizar la verificación de la losa de fundación se aplicó el método de rigidez trabajando por franjas y generando una distribución uniforme de la armadura.
- Realizando la comparación entre los resultados obtenidos para la armadura de refuerzo para los elementos estructurales se observa que el CYPECAD 2018 recomienda disponer armadura en diámetros heterogéneos, a través del cálculo manual se puede homogenizar la disposición de la armadura.
- Al diseñar muros de sótano se deben conocer el tipo de suelo para determinar la magnitud de empuje, el tipo de muro, las restricciones de apoyos y normas aplicables.
- Debido a que el muro cuenta con un apoyo articulado en el extremo superior, no está sujeto a la acción del vuelco como en otras estructuras similares.
- Cuando el espesor de la columna sea menor que el muro se debe disponer de armadura de despunte y en el caso inverso la armadura de la columna debe tener continuidad hasta la fundación y anclarse en él.
- Al observar las cargas que interactúan con el muro, como ser las columnas y la sobrecarga del sótano se puede establecer que el muro presenta deslizamiento prácticamente despreciable comparada con la acción de la carga citada.
- La presión del suelo aumenta, conforme se llega a la parte más profunda del muro y se distribuye en toda la superficie de contacto entre ambos, desarrollando en el muro esfuerzos de flexión y de corte.
  - Habiendo diseñado el muro de sótano con viga de cimentación, se observó que sobrepasaba el esfuerzo admisible previsto para el terreno, por lo que se tuvo que implementar un patín.
  - Al realizar una comparación del espesor del muro de hormigón armado con otras alternativas como el hormigón ciclópeo, se ve que esta es más esbelta y brinda mayor funcionalidad al sótano previsto para el edificio.
  - Se realizaron los planos estructurales y detalles constructivos.

- El costo de la obra alcanza la suma de trece millones, ciento sesenta y siete mil, setecientos cincuenta y cinco con 65/100 Bolivianos.

## **5.2 Recomendaciones**

- Debido a la complejidad de la estructura se debe realizar más ensayos de capacidad portante del suelo, para así tener unos valores más representativos. Además se deberá realizar un recalcado de las fundaciones una vez que se logre obtener la capacidad portante del suelo.
- Realizar el estudio de suelos en época de lluvias para verificar identificar el nivel freático.
- Durante el proceso de excavación y construcción del sótano se debe asegurar totalmente la estabilidad de las paredes del talud, a fin de evitar deformaciones excesivas que afecten las estructuras vecinas, o que puedan poner en riesgo la vida de las personas dentro o cerca de la construcción.
- Implementar medidas de seguridad en el sótano, para prevenir accidentes de impacto de vehículos con las columnas.
- Se recomienda realizar la impermeabilización debido al contacto permanente que tienen los muros de sótano con la humedad del suelo, considerando el tipo de relleno y sobre todo si hubiese nivel freático que interactúe con el muro.
- Para el mejoramiento del proyecto es indispensable el diseño de la instalación eléctrica, el diseño de la instalación de agua potable y la instalación sanitaria con sus respectivos planos, para cumplir con el proyecto a diseño final.
- Al momento de la construcción se debe tomar en cuenta las condiciones de apoyo previstas para el muro, tanto para la losa como para el patín.
- Se recomienda constructivamente disponer las armaduras del muro de sótano uniformemente para facilitar el armado del mismo.

## **BIBLIOGRAFIA**

- Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del Ministerio de Urbanismo y vivienda La Paz. Julio de 1989.
- Calavera Ruiz José. “Proyectos y cálculo de estructuras de hormigón” tomo I y tomo II, 1º Edición, Editorial INTEMAC, Madrid 1999.
- Jiménez Montoya Pedro. “Hormigón Armado” basada en la EHE, ajustada al código modelo y al euro código. 14º edición .Editorial Gustavo Gili. Madrid 2000.
- Braja M.Das “Principios de Ingeniería de cimentaciones”, 7º edición , Editorial CENGAGE, 2011
- Documento Básico SE-AE “Seguridad Estructural Acciones en la Edificación” 2009.
- La Norma Básica de Edificación: Acciones en la Edificación de 1988 (NBE-AE/88).