

# 1. CAPITULO I ANTECEDENTES

## 1.1. El Problema

Como es de conocimiento general, la población de Bermejo se encuentra en un constante crecimiento (ver figura 1.1), por lo cual también crecen muchas de las necesidades, como por ejemplo la importancia de contar con centros de salud en diferentes puntos del municipio, haciendo la atención más efectiva hacía toda la población, reduciendo así la mortalidad a causas de enfermedades que no han podido ser tratadas a tiempo. Puesto que también al tener más infraestructura dedicada a la Salud se conseguirá cubrir la mayor cantidad de especialidades médicas en el municipio, haciendo innecesario el viaje a la capital del departamento para dichas atenciones especializadas.

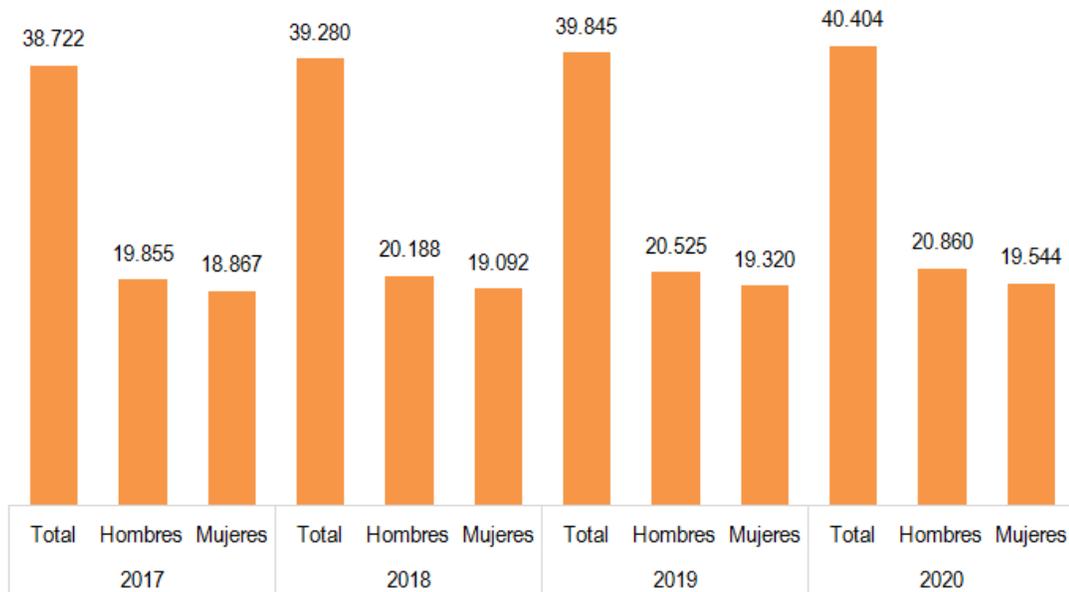


Figura 1.1. Municipio de Bermejo: Proyecciones de Población 2017-2020

Fuente: Instituto Nacional de Estadística

### 1.1.1. Planteamiento

La población del municipio de Bermejo no cuenta con infraestructura suficiente, destinada a la Salud, que brinde comodidad y responda con las exigencias de los ciudadanos, lo cual causa una serie de inconvenientes a la hora de las atenciones

médicas, ya sean de rutina como especializadas. Es así que se pueden identificar claramente las causas más importantes que producen el problema, estas son:

- Falta de infraestructuras para el sector Salud.
- Alto crecimiento de la población en el municipio.

En función a estas variables está el problema, por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Construcción de una nueva infraestructura para el área de Salud del municipio (Centro de Salud Distrito 4 Bermejo). En este caso un centro de salud de segundo nivel (que tenga un alcance para el 95% de las atenciones médicas requeridas).
- Ampliación de la atención movilizadora (ambulancias) para llegar a diferentes zonas del municipio.
- Mayor equipamiento para los actuales centros de salud.

### **1.1.2. Formulación**

Como ya se indicó, se encuentra con solo un centro de salud gratuito dentro del municipio de Bermejo, pero también es de conocimiento general que este centro no abastece para la atención de todos los ciudadanos debido al gran crecimiento de la población de Bermejo en los últimos años. Es por este motivo, que la mejor alternativa de solución a este problema, es la construcción de un nuevo centro de salud para el municipio, el cual estará ubicado en el barrio San José, dando mayor posibilidad de recurrir a un centro de salud más cercano con mayor rapidez. Encontrando así, soluciones rápidas frente al ataque de enfermedades y la mortalidad a temprana edad por causa de las mismas, reduciendo el alto porcentaje de migración de los ciudadanos hacía la capital del departamento.

### **1.1.3. Sistematización**

Con la alternativa definida se realizó un análisis previo de los elementos estructurales que se implementaran en el diseño estructural del edificio, donde se sistematizo contemplando lo siguiente.

En función a los planos arquitectónicos se plantea para el diseño estructural lo siguiente:

**Estructura de entresijos y cubierta:** Losas alivianadas de viguetas pretensadas y losa casetonada (zona del auditorio).

**Estructura de edificación:** Estructura Aporticada de H°A°.

**Estructura de cimentación:** Cimentación de zapatas aisladas.

**Estructura de las escaleras:** Escaleras de H°A°.

De ahora en adelante este diseño será denominado como **convencional** y será el realizado para el módulo I.

## **1.2. Objetivos**

Los objetivos del proyecto son los siguientes:

### **1.2.1. Objetivo General**

- Realizar el diseño Estructural del “Centro de Salud Distrito 4 Municipio de Bermejo” utilizando como base de cálculo la Norma Boliviana CBH – 87.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Revisar y validar la información proporcionada de la topografía y las características del suelo de fundación del lugar de emplazamiento del proyecto.
- Determinar las cargas, tanto permanentes como de servicio, que soportará la estructura.
- Realizar el cálculo de forma manual de los elementos estructurales más críticos de hormigón armado de la estructura siguiendo lo especificado en la norma CBH-87.
- Revisar los resultados obtenidos por el paquete informático CYPECAD, teniendo así, un parámetro de comparación con los resultados obtenidos de forma manual.

- Analizar los precios unitarios de cada uno de los ítems de la obra, para así estimar el costo aproximado (obra gruesa) para el emplazamiento físico del proyecto.
- Realizar el cronograma de ejecución de la construcción (obra gruesa).
- Determinar el plazo de ejecución estimado del proyecto.
- Realizar planos de todos los elementos estructurales que comprende el proyecto.

### **1.3. Justificación**

**1.3.1. Técnica.-** Se realizará el cálculo estructural con el software CYPECAD, para diseñar las estructuras de sustentación del edificio, verificando manualmente los resultados obtenidos por el programa, aplicando los conocimientos de ingeniería civil aprendidos en la carrera.

**1.3.2. Académica.-** Se profundizarán los conocimientos adquiridos en el diseño de edificaciones de hormigón armado, realizando el dimensionamiento de todos los elementos intervinientes, adecuadamente y según las normativas vigentes. Y también se aportará el análisis y diseño de muros portantes.

**1.3.3. Social-Institucional.-** El diseño estructural del proyecto, cumpliendo con lo proporcionado en los planos arquitectónicos, será entregado a la institución. La cual posteriormente tendrá la posibilidad de llevarlo a cabo en un futuro. Si se logra esto, será de gran significado a la población del municipio de Bermejo, puesto que este centro de Salud está ubicado en una zona céntrica y cuenta con ambientes capacitados estructuralmente de manera óptima para una atención adecuada de los ciudadanos quienes serán los directos beneficiarios.

### **1.4. Localización**

El emplazamiento del nuevo centro de salud Distrito 4 Municipio de Bermejo, que se planea diseñar y construir se encuentra en el municipio de Bermejo 2da sección de la provincia Arce del departamento de Tarija.



Figura 1.2 Mapa de ubicación del centro de salud por calles  
Fuente: Información preliminar del proyecto

#### **1.4.1. Disponibilidad de servicios**

El lugar de emplazamiento cuenta con los siguientes servicios públicos: Agua potable, administrado por EMAAB (empresa municipal de agua y alcantarillado de Bermejo), energía eléctrica administrada por SETAR (servicios eléctricos de Tarija), gas domiciliario administrado por EMTAGAS (empresa tarijeña del gas).

#### **1.5. Alcance de proyecto**

Teniendo clara la idea de que es lo que se pretende realizar, es muy importante definir el alcance y las limitaciones que tendrá nuestro estudio, para poder llevar a cabo satisfactoriamente las actividades propuestas.

Como alcance principal se destaca el diseño estructural de todos los elementos de sustentación de la edificación, así como la de la cubierta de losa y los entresijos, plasmando el diseño en planos estructurales para su posterior utilización.

No se realizarán los diseños de instalaciones sanitarias y de agua potable, instalaciones eléctricas, y de gas. El costo referencial será calculado solo para la parte de la obra gruesa de la estructura.

#### **1.6. Aporte Académico**

En cuanto al aporte académico, se realizará un análisis comparativo, tanto técnico como económico, entre zapatas aisladas y zapatas corridas con muros de mampostería de ladrillo, en el módulo II del proyecto que consta de un solo nivel.

## **2. CAPITULO II MARCO TEORICO**

### **2.1. Generalidades**

El logro del objetivo general del proyecto requiere tener los fundamentos básicos en que se basará la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales, y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que en este capítulo se definen tales aspectos utilizados en el presente proyecto.

### **2.2. Levantamiento topográfico**

El logro del objetivo general del proyecto requiere tener los fundamentos básicos en que se basará la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales, y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que en este capítulo se definen tales aspectos utilizados en el presente proyecto.

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

Para el diseño estructural se debe tener en cuenta la capacidad portante del suelo donde se vaya a emplazar la estructura, el estudio de suelos será evaluado según la norma de cimientos E-050 de suelos y cimentaciones de la norma española, para la determinación de la profundidad de fundación y las pruebas geotécnicas, entre las muchas maneras de ensayos, la más adecuada para nuestro caso es la prueba de PENETRACION ESTANDAR SPT-ASTM 1586, esta consiste en una prueba de campo, que tiene como finalidad encontrar el esfuerzo admisible del suelo.

#### **2.3.1. Prueba de penetración estándar SPT-ASTM 1586**

El ensayo SPT consiste en hincar en el subsuelo un toma-muestras del tipo cuchara partida de dos pulgadas (5 cm) de diámetro, mediante golpes de un martillo de rosca de 140 lb (63,5 kg) de peso en caída libre de 30 pulgadas (76,2 cm). El número de golpes (N) del martillo necesario para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm), se registra como la resistencia a la penetración normal del suelo. Este valor suministra una

indicación de la densidad relativa, en suelos granulares o de la consistencia, en suelos cohesivos.

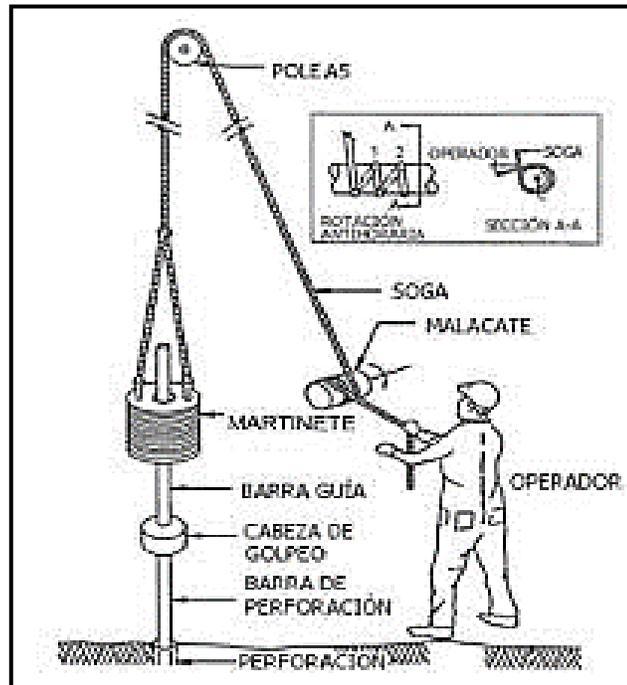


Figura 2.1 Esquema de la prueba SPT  
Fuente: norma E050 de cimentación

En suelos granulares, existen correlaciones entre el número de golpes (N) y la densidad relativa o el ángulo de fricción efectivo (f) de estos (Peck et al., 1974). De igual manera, N puede relacionarse con la consistencia de los suelos cohesivos, aun cuando ésta no sea la propiedad más indicativa de la resistencia de éstos. Cuando los suelos encontrados en la exploración muestran una presencia predominante de grava gruesa o peñones, se dificulta grandemente el paso de la punta de la cuchara partida a través de ellos. En estos casos es común la sustitución del “toma muestras” por un cono sólido con un ángulo de 60°. Esto impide la recuperación de material, pero permite la obtención del número de golpes N (ligeramente mayor que si hubiese sido obtenido con él toma-muestras).

Pero para el trabajo de gabinete en laboratorio se deben contar con otros datos acerca del suelo en estudio como ser su granulometría, los límites de consistencia, su

clasificación según la normativa SUCS, y con todos estos datos se puede recurrir a los ábacos de la prueba SPT y determinar el esfuerzo admisible del suelo en estudio.

#### **2.4. Planteamiento del diseño estructural**

Se procederá a colocar los datos necesarios para realizar el cálculo estructural, esto incluye el predimensionamiento de vigas y pilares, disposición de cargas de servicio, determinación de la intraslacionalidad de la estructura, coeficientes de pandeo y por último los elementos más solicitados.

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

Estructura de entrepisos y cubierta: Losas alivianadas de viguetas pretensadas y losa casetonada (zona del auditorio).

Estructura de edificación: Estructura Aperticada de H°A°.

Estructura de cimentación: Cimentación de zapatas aisladas

Estructura complementaria: Escaleras de H°A°.

##### **2.4.2. Normas de diseño**

Las normas de diseño estructural son documentos que brindan información acerca de las indicaciones o normas mínimas en la construcción para lograr como resultado una adecuada estructura y aprobación por parte de los usuarios, tanto particulares como privados, dependiendo de las necesidades del entorno o estructura que se desee realizar.

##### **2.4.3. Análisis de acciones sobre la estructura**

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **DBSE-AE**, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

#### **2.4.3.1. Análisis de cargas muertas**

Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

#### **2.4.3.2. Análisis de cargas vivas**

Para la determinación de las cargas de servicio de la estructura se tomará en cuenta las recomendaciones de la normativa DBSE-AE.

#### **2.4.3.3. Análisis de carga de viento**

Según la norma DBSE-AE, la presión de viento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Dónde:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$c_e$  = coeficiente de exposición.

$c_p$  = coeficiente eólico o de presión.

##### **2.4.3.3.1. Presión dinámica de viento**

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot (V_{viento})^2$$

Siendo:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$\delta$  = densidad del aire que se puede tomar como 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

$V_{viento}$  = velocidad a 10 metros de altura.

#### **2.4.3.3.2. Coeficiente de exposición**

Variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 2,0.

#### **2.4.3.3.3. Coeficiente eólico o de presión**

En edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeñas practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará con considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento, Como coeficientes globales podrán adoptarse los de la **tabla 3.4 de la norma DBSE-AE**.

En edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad, y se puede despreciar.

### **2.5. Diseño de la estructura de sustentación de hormigón armado**

En la mayoría de los trabajos de construcción, el hormigón se refuerza con armaduras metálicas, de acero; este hormigón reforzado se conoce como ‘hormigón armado’. El acero proporciona la resistencia necesaria cuando la estructura tiene que soportar fuerzas de tracción elevadas. El acero que se introduce en el hormigón suele ser una malla de alambre o barras. El hormigón y el acero forman un conjunto que transfiere las tensiones entre los dos elementos.

#### **2.5.1. Hormigones**

A continuación, se da mención a las características generales de los Hormigones usados en la construcción civil:

### **2.5.1.1. Componentes**

Los hormigones se componen principalmente de tres materiales, que son los cementos, áridos y agua, estos materiales al ser amasados forman el hormigón o concreto.

#### **2.5.1.1.1. Cementos**

Los cementos a utilizar en los proyectos de hormigón armado deben estar regidos por las especificaciones técnicas de las normativas nacionales del cemento PORTLAND: NB 2.1-001 hasta NB 2.1-014, que son las características que el fabricante supervisa y garantiza a la hora de su elaboración. En nuestro medio el cemento más utilizado para proyectos es el cemento IP-30 estandarizado y el IP-40 de la fábrica de cemento el puente de alta resistencia, que son los que se fabrican comúnmente.

#### **2.5.1.1.2. Áridos**

Los áridos que se utilizan para el concreto armado tienen que tener ciertas características, pero la más importante es el tamaño máximo de sus partículas en especial el de las gravas, y este tamaño máximo es el menor de las siguientes recomendaciones:

- Los  $\frac{5}{6}$  de la distancia entre armaduras horizontales.
- La  $\frac{1}{4}$  parte de la pieza de menor dimensión que se hormigona.
- Un  $\frac{1}{3}$  de la altura libre de los nervios de entre pisos.
- Un  $\frac{1}{2}$  del espesor mínimo de la losa superior de los entre pisos.

#### **2.5.1.1.3. Agua**

El agua utilizada para el amasado del concreto debe ser de un carácter aceptable siendo esta agua potable libre de contaminación.

### **2.5.1.2. Propiedades del Hormigón**

Entre las más importantes para la construcción tenemos: Resistencia, consistencia y el coeficiente de dilatación térmica.

### 2.5.1.2.1. 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 2.1. Resistencia característica del hormigón**

Tipos de Hormigones Según su Resistencia										
H 12.5	H15	H 17.5	H20	H25	H30	H35	H40	H45	H50	H55

Fuente: Norma CBH-87

### 2.5.1.2.2. Consistencia

La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizan hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado.

### 2.5.1.2.3. Coeficientes de dilatación

El coeficiente de dilatación térmica del acero se tomará igual al del hormigón, es decir:  $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} /C$ .

## 2.5.2. Aceros

Las armaduras para el hormigón armado serán de acero y estarán constituidas por barras lisas, barras corrugadas y mallas electro soldadas, sus características geométricas comerciales y mecánicas se presentan a continuación:

### 2.5.2.1. Características geométricas

Los diámetros nominales en milímetros de las barras corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado, serán exclusivamente los siguientes, con las áreas en  $cm^2$  que se indican:

**Tabla 2.2. Diámetros y áreas de barras corrugadas**

<b>Diámetro mm</b>	4	6	8	10	12	16	20	25	32
<b>Área cm<sup>2</sup></b>	0,126	0,283	0,503	0,785	1,131	2,011	3,142	4,909	8,042

Fuente: Norma CBH-87

### 2.5.2.2. Características mecánicas

Las barras empleadas en el diseño en hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de características mecánicas mínimas, expresadas en la siguiente tabla:

**Tabla 2.3. Clases de aceros y sus características técnicas**

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

Fuente: Norma CBH-87

Con los cuales se diseñan los refuerzos a tracción del hormigón.

### 2.5.3. Estados Límites

El proceso general de cálculo prescrito en el Código Boliviano del Hormigón Armado corresponde al método de los estados límites, dicho cálculo trata de reducir un valor, suficientemente bajo, la probabilidad, siempre existente, de que sean alcanzados una serie de estados límites entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma, tales que, de alcanzarse ponen la estructura fuera de servicio.

El procedimiento de comprobación, para un cierto estado límite consiste en deducir, por una parte, el efecto de las acciones aplicadas a la estructura, o a parte de ella: y por

otra, la respuesta de tal estructura, correspondiente a la situación límite en estudio. Comparando estas dos magnitudes siempre que las acciones exteriores produzcan un efecto inferior a la respuesta correspondiente al estado límite, podrá afirmarse que está asegurado el comportamiento de la estructura frente a tal estado límite.

Con objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad, el efecto de las acciones exteriores puedan ser superior al previsto, o que la respuesta de la estructura resulte inferior a la calculada, el margen de seguridad correspondiente se introduce en los cálculos mediante unos coeficientes de ponderación que multiplican los valores característicos de las acciones y otros coeficientes de minoración, que dividen los valores característicos de las propiedades resistentes de los materiales que constituyen la estructura.

En consecuencia, el proceso de cálculo del Código Boliviano del Hormigón consiste en:

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

$$R_d \geq S_d$$

Siendo:

$S_d$  = Valor de cálculo de la sollicitación actuante.

$R_d$  = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

#### **2.5.3.1. Estados límites últimos (E.L.U.)**

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

- Estado límite en equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte, o del conjunto de la estructura, considerada como un cuerpo rígido (se estudia a nivel de estructura o elemento estructural completo).
- Estados límites de agotamiento o de rotura, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Cabe considerar el agotamiento por solicitaciones normales y por solicitaciones tangentes (se estudia a nivel de sección de elemento estructural).
- Estado límite de inestabilidad, o de pandeo, de una parte, o del conjunto de la estructura (se estudia, en general, a nivel de elemento estructural).
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea (se estudia, de forma local, en las zonas de anclaje).
- Estado límite de fatiga, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas (se estudia a nivel de sección).

#### **2.5.3.2. Estados límites de servicio (E.L.S.)**

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 en que 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 fisuración, caracterizado por alcanzarse una abertura máxima en las grietas ocurridas por las deformaciones o fenómenos de retracción y fraguado del hormigón (se estudia a nivel de sección o pieza).
- 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 o servicio 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.

### 2.5.3.3. Coeficientes de minoración de resistencia de materiales y mayoración de cargas

Los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de las cargas en los estados límites últimos que nos indica la norma boliviana de hormigón armado, son los que se indican en los siguientes cuadros:

**Tabla 2.4.**  
**Coeficientes de mayoración de cargas**

Coeficiente básico	Nivel de Control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_f = 1,6$	Nivel de Control en la ejecución	Reducido	+0.20
		Normal	0
		Intenso	-0.10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	-0.10
		Medios	0
		Muy Importantes	+0.20

Fuente: Norma CBH-87

El valor final de  $\gamma_f$ , será el que se obtenga como resultado de la combinación de las correcciones introducidas en el coeficiente básico, en función del nivel de control adoptado y de la magnitud de los daños previsibles. Se tendrá en cuenta que, en el caso de daños previsibles muy importantes, no es admisible un control de ejecución a nivel reducido, se podrá reducir el valor final de  $\gamma_f$  en un 5% cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, en los E.L.S. estos coeficientes valen 1 para todas las hipótesis.

**Tabla 2.5.**  
**Coefficientes de minoración de resistencia de los materiales**

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
ACERO	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+0.05
		Normal	0
		Intenso	-0.05
HORMIGÓN	$\gamma_c = 1,5$	Reducido	+0.20
		Restantes Casos	0
		Intenso	-0.10

Fuente: Norma CBH-87

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

Coefficientes de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1.15$

Coefficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1.50$

Coefficiente de las acciones de efecto desfavorable.....  $\gamma_{fg} = 1.60$

#### 2.5.3.4. Hipótesis de carga

Cuando la reglamentación específica de las estructuras no indique otra cosa, se aplicarán las hipótesis de cargas enunciadas a continuación.

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá según la CBH-87, de la siguiente forma:

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 a los estados límites últimos. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta, solamente, aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.

**HIPOTESIS I**      $\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$

**HIPOTESIS II**      $0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q) + 0.9 \cdot \gamma_{fg} \cdot W$

**HIPOTESIS III**      $0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

$G$  = Valor característico de las cargas permanentes.

$Q$  = Valor característico de las cargas variables de uso.

$W$  = Valor característico de las cargas de viento.

$Q_{eq}$  = Valor de las cargas variables durante la acción sísmica.

$W_{eq}$  = Valor de las cargas de viento durante la acción sísmica.

$F_{eq}$  = Valor característico de la acción sísmica.

Los coeficientes de ponderación  $\gamma$ , para el caso de control normal se ejecución que recomienda Jiménez Montoya son los siguientes:

$\gamma_{fg} = 1$ . Si el efecto de las cargas permanentes es favorable.

$\gamma_{fg} = 1,50$  Si el efecto de las cargas permanentes se desfavorable.

$\gamma_{fq} = 0$  si el efecto de las cargas variables es favorable.

$\gamma_{fq} = 1,60$  Si el efecto de las cargas variables es desfavorable.

La hipótesis III solo se utiliza en la comprobación relativa de las demás hipótesis según lo establecido en la norma boliviana CBH-87.

#### **2.5.4. Bases de calculo**

En el estudio de las secciones de forma cualquiera sometidas a solicitaciones normales, en el estado límite ultimo de agotamiento resistente, es decir en el agotamiento por rotura o por deformación plástica excesiva, se efectúa bajo las siguientes hipótesis.

##### **2.5.4.1. Caracterización del estado límite último**

En todas las solicitaciones que se presentan en una sección que van desde tracción a compresión centrada se conocen las deformaciones de las fibras extremas de la sección en estudio.

##### **2.5.4.2. Compatibilidad de deformaciones**

Bajo solicitaciones normales a la sección tanto la armadura de acero como el concreto tienen la misma deformación. Se admite la hipótesis de Bernoulli de que las deformaciones normales a una sección transversal siguen una ley de linealidad plana. Como consecuencia de esta hipótesis y de la anterior, al conocerse las deformaciones en dos fibras de la sección las demás quedan determinadas mediante trigonometría simple.

##### **2.5.4.3. Diagrama tensión deformación del hormigón**

En el diagrama de esfuerzo y deformación del concreto parábola-rectángulo, formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. El vértice de la parábola se encuentra en abscisa 2 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en compresión simple, y el vértice del rectángulo en la abscisa 3.5 por 1000, que es la deformación de rotura del hormigón en flexión. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión de  $0.85 \cdot f_{cd}$ , siendo  $f_{cd}$  la resistencia minorada o de cálculo del hormigón a compresión.

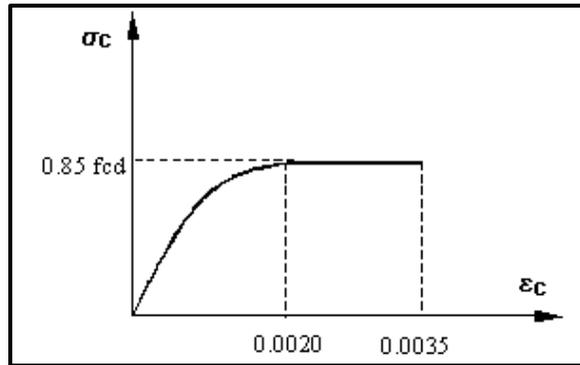


Figura 2.2. Diagrama parábola rectángulo  
Fuente: Norma CBH-87

Este diagrama conduce a resultados perfectamente concordantes con la experimentación existente.

#### 2.5.4.4. Diagrama tensión deformación del acero

La tensión en cualquier armadura se obtiene a partir de la deformación de la fibra correspondiente, mediante el diagrama tensión deformación de cálculo del acero.

En la normativa española se admite, a falta de datos experimentales, el diagrama característico del acero sea formado por una recta de Hooke y otra recta inclinada determinada como se indica en la figura.

La rama de compresión es simétrica a la de tracción respecto al origen. Como módulo de deformación del acero se admite un valor de  $E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$  (MPa).

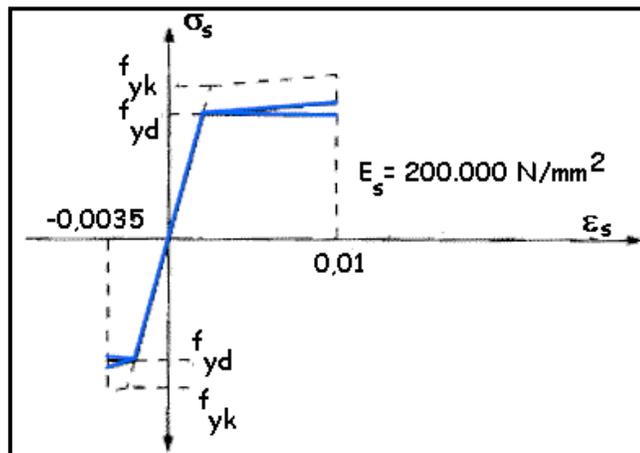


Figura 2.3. Diagrama tensión deformación del acero  
Fuente: H. A. Jiménez Montoya

### 2.5.5. Dominios de deformación

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

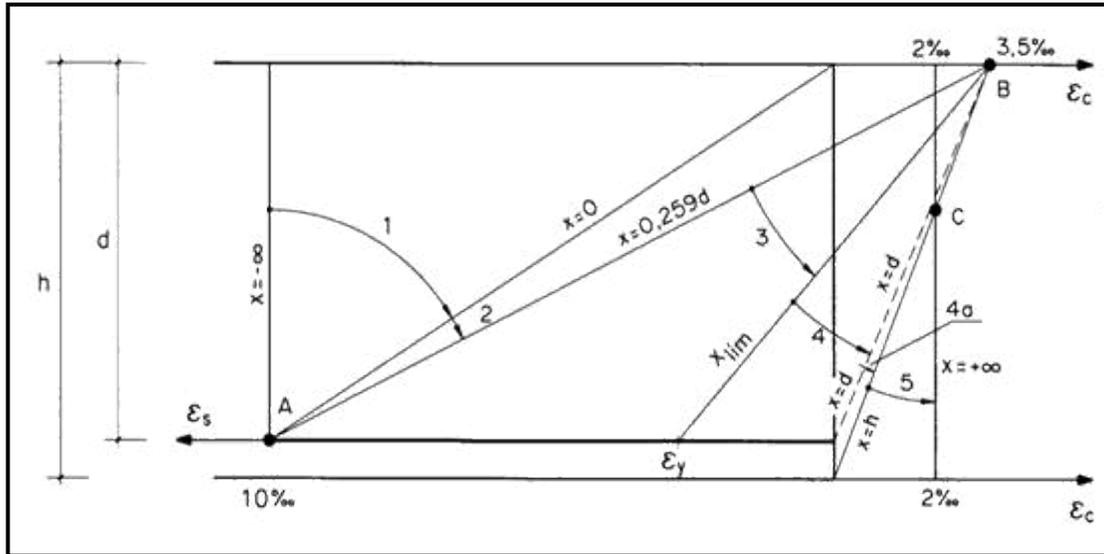


Figura 2.4. Dominios de deformación  
Fuente: H. A. Jiménez Montoya

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

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

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

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

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

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

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

### **2.5.6. Flexión**

La flexión según el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya, se analiza como a continuación se describe:

La profundidad del eje neutro varía en el intervalo  $0.259*d \leq x \leq x_{lim}$  y las rectas de deformación giran alrededor del punto B, es decir que la deformación de la fibra más comprimida del hormigón alcanza su valor de agotamiento  $\varepsilon_c = 0.0035$ , al que corresponde una tensión igual a  $0.85*f_{cd}$ . La deformación  $\varepsilon_1$  de la armadura de tracción está comprendida entre  $0.010 \geq \varepsilon_1 \geq \varepsilon_y$  y por tanto esta armadura tendrá una tensión igual a su resistencia de cálculo  $f_{yd}$ . En este dominio tanto el hormigón como la armadura de tracción alcanzan su resistencia de cálculo, por lo que se dice que existe flexión perfecta, como se muestra en la figura.

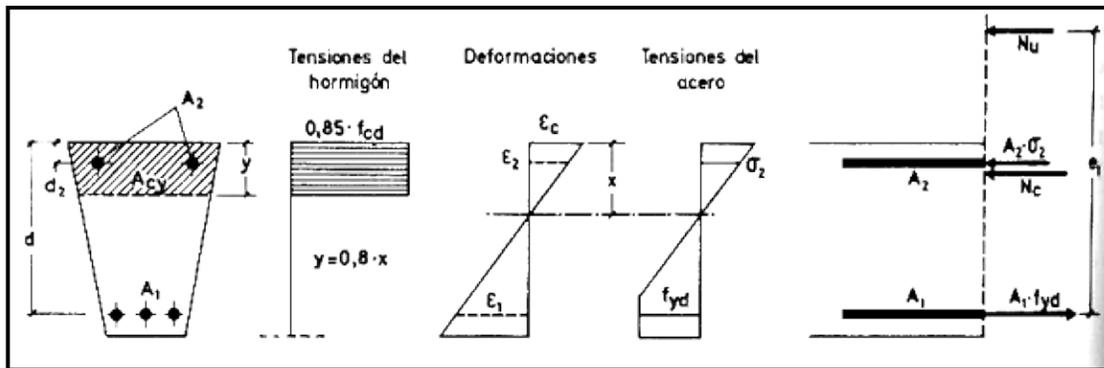


Figura 2.5. Sección sometida a flexión simple  
Fuente: H. A. Jiménez Montoya

La deformación de la armadura comprimida, con recubrimientos  $d_2 = 0.10d$ , es:

$$\varepsilon_2 = 0.0035 \cdot \frac{x - d_2}{x} \geq 0.00215$$

A la que corresponde una tensión igual a  $f_{yd}$  para los aceros normalmente empleados. Incluso para recubrimientos mayores puede admitirse, en este dominio que la armadura de compresión alcanza su resistencia de cálculo sin error apreciable.

Para las secciones rectangulares sometidas a flexión simple o compuesta, en las que la profundidad del eje neutro sea  $0.259 \cdot d \leq x \leq x_{lim}$ , las ecuaciones en el estado último de agotamiento, pueden ponerse en la forma:

$$N_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_2 \cdot f_{yd} - A_1 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.416 \cdot x) + A_2 \cdot f_{yd} \cdot (d - d_2)$$

En donde las deformaciones, así como las tensiones y esfuerzos, se han tomado en valor absoluto.

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro no superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio, en el estado último de agotamiento son:

$$0 = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi + A' \cdot \sigma_2 - A \cdot f_{yd}$$

$$M_u = b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (d - \lambda \cdot x) + A' \cdot \sigma_2 \cdot (d - d')$$

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \frac{1}{1 + 1.429 \times 10^{-5} \cdot f_{yd}} \quad (f_{yd} \text{ en N/mm}^2)$$

En estas ecuaciones los términos  $A'$  y  $A$  corresponden al área de aceros comprimida y al área traccionada respectivamente, en cuanto a  $d'$ , es la distancia desde la fibra más comprimida al centro de gravedad de los aceros en compresión. Por otra parte ya se dijo que en la práctica puede adoptarse  $\sigma_2 = 0$  para  $\xi \leq 0.1667$  y  $\sigma_2 = f_{yd}$  para  $\xi > 0.1667$ .

Estas ecuaciones pueden ponerse de la siguiente forma adimensional:

$$\omega = \xi \cdot \psi + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}}$$

$$\mu = \mu_c + \omega' \cdot \frac{\sigma_2}{f_{yd}} \cdot (1 - \delta')$$

Con los siguientes significados:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega' = \frac{A' \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \delta' = \frac{d'}{d}$$

Siendo  $\psi$  y  $\lambda$  los parámetros que cuantifican el área y el centro de gravedad del diagrama de compresiones del hormigón, cuyos valores son:

- Dominio 2; Tabla 14.1. Hormigón Armado Jiménez Montoya
- Dominio 3;  $\psi = 0.6881$      $\lambda = 0.4160$

Para secciones rectangulares sometidas a flexión simple, con profundidades del eje neutro superiores al valor límite, las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, en el estado último de agotamiento, domino 4 son:

$$0 = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A' \cdot f_{yd} - A \cdot \sigma_1$$

$$M_u = 0.6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0.4160 \cdot x) + A' \cdot f_{yd} \cdot (d - d')$$

$$\varepsilon_1 = 0.0035 \cdot \frac{d - x}{x} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s < f_{yd}$$

Pero este caso se presenta solo excepcionalmente en la práctica, por dar lugar a soluciones poco económicas, ya que el acero no se aprovecha íntegramente.

### 2.5.7. Compresión

Por definición para que exista compresión simple o compuesta el eje neutro ha de estar situado fuera de la sección, de modo que sea  $h \leq x \leq +\infty$ . Todas las fibras de la sección están comprimidas y las rectas de deformación corresponden al dominio 5, con pivote en el punto C (ver figura 2.6.), corresponde a este caso las solicitaciones de compresión con débiles excentricidades.

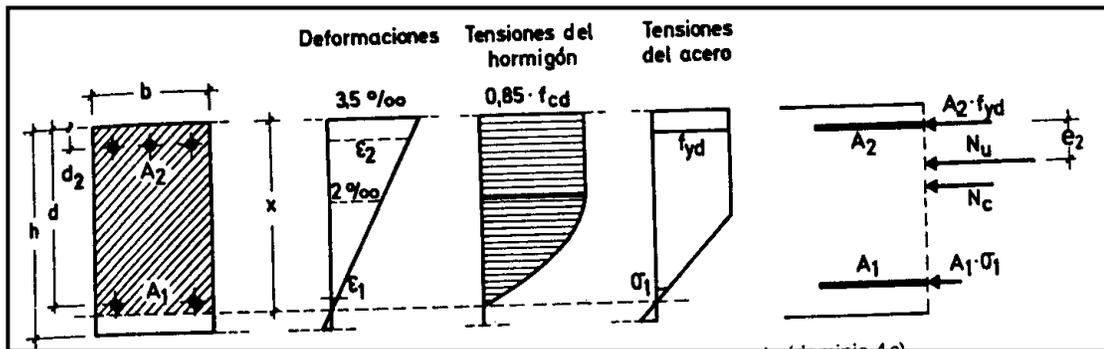


Figura 2.6. Sección sometida a compresión

Fuente: H. A. Jiménez Montoya

La deformación y tensión de la fibra más comprimida del hormigón son respectivamente,  $\varepsilon_c \leq 0.0035$  y  $0.85 \cdot f_{cd}$ . Ambas armaduras trabajan a compresión, la menos comprimida  $A_1$  con una tensión  $\sigma_1 \leq f_{yd}$ , y la más comprimida  $A_2$  con tensión igual a  $f_{yd}$ .

Para secciones rectangulares sometidas a compresión simple o compuesta, en las que la profundidad  $x$  del eje neutro sea  $h \leq x \leq +\infty$ , las ecuaciones de equilibrio y

compatibilidad de deformaciones, en el estado ultimo de agotamiento, pueden escribirse de la siguiente manera:

$$N_u = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi + A_1 \cdot \sigma_1 + A_2 \cdot f_{yd}$$

$$N_u \cdot e_2 = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi \cdot (\lambda \cdot h - d_2) + A_1 \cdot \sigma_1 \cdot (d - d_2)$$

$$\varepsilon_1 = 0.002 \cdot \frac{x - d}{x - 3/7 \cdot h} \quad \sigma_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s \leq f_{yd}$$

Fórmulas que derivan de tomar momentos respecto a la armadura  $A_2$  más comprimida. Al área del segmento de compresiones se le ha designado por  $b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot \psi$ , y a la distancia de su centro de gravedad a la fibra más comprimida por  $\lambda \cdot h$ .

Los valores de  $\psi$  y  $\lambda$  se han tabulado en función de  $\xi = x/h$ , cuya variación puede verse en la tabla del anexo (anexo A.I.).

Debe tenerse en cuenta que, para pequeñas excentricidades, se han tomado momentos respecto a la armadura más comprimida, lo que tiene ventajas para la resolución de ciertos problemas.

Con respecto al diseño de elementos que están sometidos a compresión simple o compuesta se pueden utilizar los diagramas de interacción que se presentan en los anexos.

### 2.5.8. Cortante

Para el diseño en el estado límite de agotamiento del cortante en una pieza se tienen que verificar las siguientes expresiones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

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

El primer término de estas expresiones es el esfuerzo cortante reducido de cálculo:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

En donde las expresiones  $V_{pd}$  y  $V_{cd}$  son las fuerzas de pretensado y la componente de tracciones y compresiones en secciones de canto variable (cartelas) respectivamente, en estructuras de hormigón normales se puede considerar  $V_{rd} = V_d$ .

Para el caso habitual de edificaciones, el cortante ultimo por compresión oblicua del alma “ $V_{u1}$ ” en piezas de hormigón armado en flexión simple con axiles despreciables armadas con cercos o estribos el cortante último por agotamiento por bielas resulta:

$$V_{u1} = 0.30 f_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

En donde  $b_o$  y  $d$  son el ancho del alma y el canto útil respectivamente, esta fórmula es aceptable solo para piezas de hormigón armado ordinarias.

El esfuerzo cortante ultimo de agotamiento por cortante por tracción en el alma, se puede estimar según la ecuación:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

En donde  $V_{cu}$  y  $V_{su}$  son la contribución del concreto para resistir el cortante y la contribución de las armaduras transversales para cortante, respectivamente. Para el primer término del segundo miembro de la ecuación, en situaciones normales de construcción se puede admitir la siguiente expresión:

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_o \cdot d$$

Y su expresión  $f_{cv}$ , que es la resistencia virtual a cortante del hormigón se puede estimar de la siguiente manera:

$$f_{cv} = 0.10 \xi \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o \cdot d}$$

Dónde:

$\xi$  = coeficiente de la influencia del canto útil.

$\rho_l$  = cuantía del acero longitudinal.

$A_{sl}$  = es el área de aceros longitudinal de tracción anclada una distancia igual o mayor a  $d$ .

Y para la contribución del acero para el cortante, en construcciones normales de hormigón armado, reforzadas cercos o estribos se puede decir que se satisface con la siguiente expresión:

$$V_{su} = \frac{0.90d}{S_t} \cdot A_t \cdot f_{yd}$$

En esta ecuación las expresiones  $A_t$  y  $S_t$  son el área transversal de aceros y la separación de estribos. (Anexo A.I.).

## **2.6. Análisis y diseño de elementos estructurales**

Las estructuras de hormigón armado están constituidas por diferentes elementos que presentan monolitismo, y vinculación muy rígida, son diferentes entre sí y trabajan eficazmente bajo esfuerzos determinados para cada tipo de elemento, así por ejemplo las vigas tienen que trabajar en flexión y las columnas en compresión, etc. A continuación, se verán las formas para dimensionar estos elementos bajo criterios de seguridad.

### **2.6.1. Vigas**

Para el diseño de las vigas se emplea las ecuaciones simplificadas del diagrama rectangular, el cual se basa en una aproximación del área comprimida, y se asume un bloque de compresiones rectangular de profundidad igual a  $y = 0.80 \cdot x$  que es la altura equivalente del rectángulo. A continuación, se detallan las ecuaciones a ser empleadas.

Para el diseño de las armaduras de flexión en E.L.U. conocidas las dimensiones y resistencias de los materiales, las ecuaciones usadas son las siguientes.

Determinación de la necesidad de una armadura de compresión:

$$M_d < 0.251 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

Profundidad del bloque de compresiones:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

Capacidad mecánica de las armaduras y área de aceros:

$$U = A_S \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

Para el diseño de las armaduras para esfuerzos cortantes, en E.L.U. se deben verificar las siguientes desigualdades.

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{u1} = 0.30 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$V_{u2} = b_w \cdot d \cdot f_{cv}$$

La separación de los estribos viene dada por la menor de las siguientes condiciones:

$$S_t \leq 30cm$$

$$S_t \leq 0.85 \cdot d$$

$$S_t \leq 3 \cdot b$$

Para la comprobación de secciones de hormigón armado se puede emplear las siguientes ecuaciones con la finalidad de determinar el esfuerzo último que puede soportar la sección:

$$0 = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} + A_S^l \cdot f_{yd} - A_S \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \cdot \left( d - \frac{y}{2} \right) + A_S^l \cdot f_{yd} \cdot (d - d^l)$$

**2.6.1.1. Estados límites de servicio (E.L.S.).**- En los estados límites de servicio se pueden verificar los más importantes que son los de agrietamiento y de deformación o flecha.

**2.6.1.1.1. Comprobación de la flecha.**- No será necesaria la comprobación de la flecha en aquellos elementos cuyo canto útil  $d$ , cumpla simultáneamente las dos condiciones siguientes:

$$d \geq 30 \varepsilon_y * l_j \quad (1)$$

$$d \geq 50 \frac{g}{g+q} \varepsilon_y * l_j \quad (2)$$

siendo:

$\varepsilon_y$  = alargamiento unitario del acero, correspondiente al límite elástico.

$G$  = carga permanente repartida que actúa sobre el elemento.

$Q$  = carga variable repartida ( $g+q$  = carga máxima total).

$l_j$  = longitud ficticia de la pieza expresada en las mismas dimensiones que  $d$ , cuyo valor, en función de la longitud real  $l$  es el siguiente:

$$l_j = 2.4 l, \text{ si la pieza está en voladizo.}$$

$$l_j = l, \text{ en las vigas simplemente apoyadas.}$$

$$l_j = 0.8 l, \text{ en vigas empotradas en un extremo y apoyadas en el otro.}$$

$$l_j = 0.6 l, \text{ en vigas empotradas en ambos extremos.}$$

#### **2.6.1.1.2. Comprobación de torsión.**

La torsión se presenta casi siempre acompañada por la flexión y el cortante, y da lugar, lo mismo que este último, a tensiones tangenciales sobre las secciones de la pieza. Fácilmente se comprende que el tratamiento de los problemas de torsión reviste análogas o aún mayores dificultades que el de los problemas de cortante.

Por fortuna, el cálculo a torsión puede eludirse en todos aquellos casos en que sea, para la pieza considerada, una sollicitación secundaria. Esto sucede cuando el trabajo a

torsión de la pieza no es necesario para el equilibrio de la misma o de otras piezas ligadas a ella. Dicho de otro modo, la torsión es secundaria siempre que la estructura pueda seguir resistiendo aún en el supuesto de que la rigidez a torsión de la pieza considerada se haga nula. En caso contrario, se dice que la torsión es una sollicitación principal.

Para aclarar estas ideas, sean AEI y BFJ dos pórticos paralelos de un edificio (Figura 2.7). La viga CD que los une, si está cargada, somete a torsión a las vigas AE y BF, pues al flectar hace que éstas giren alrededor de sus ejes.

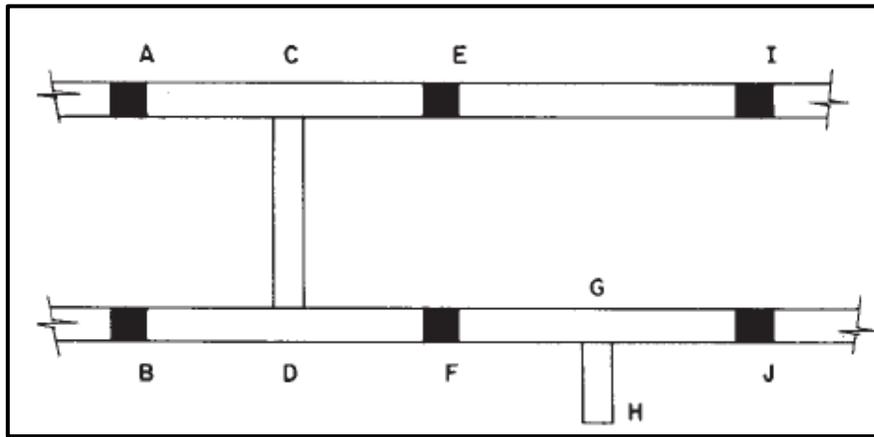


Figura 2.7. Ejemplos de torsión principal (ménsula GH) y torsión secundaria (viga CD).  
Fuente: H. A. Jiménez Montoya 14<sup>va</sup> Edición pág. 402.

No obstante, la torsión de las vigas AE y BF es una sollicitación secundaria, que se produce no por razones de equilibrio, sino de compatibilidad de deformaciones. Al fisurarse estas vigas bajo la acción de la torsión, su rigidez torsional disminuye más rápidamente que la rigidez a flexión de la viga CD, por lo que los extremos de ésta giran libremente, y pasa a comportarse como biapoyada, disminuyendo hasta casi anularse los momentos torsores que transmite a las vigas AE y BF. Como la mayoría de los modelos de ordenador para el análisis de estructuras utilizan características brutas de las secciones y efectúan un análisis lineal, no tendrán en cuenta la fisuración a torsión de las vigas AE y BF; por lo tanto, la ley de flectores que propondrán en la viga CD será la correspondiente a una viga parcialmente empotrada. Esto supone que

sobreestimarán el momento flector negativo en los apoyos y subestimarán el positivo en el centro de vano.

Con la ménsula GH no sucede lo mismo que con la viga CD. La ménsula somete a torsión a la viga FJ y, si la rigidez a torsión de esta viga se anulara, la ménsula no podría estar en equilibrio. Se trata pues, en este caso, de una sollicitación principal de torsión.

La mayoría de las normas especifican que no es necesario, en los casos de torsión secundaria, el cálculo de las armaduras de torsión, bastando con disponer armaduras constructivas para evitar la fisuración excesiva en servicio, pues en el estado de rotura el momento torsor actuante, muy disminuido por la fisuración, no es susceptible de reducir ni el momento flector ni el esfuerzo cortante últimos; y por otra parte, las armaduras de torsión que se dispusieran no llegarían a entrar en carga.

En ausencia de una teoría sencilla y suficientemente respaldada por ensayos para el tratamiento conjunto de la torsión, el cortante y la flexión, se usan procedimientos que estudian por separado los efectos de estas sollicitaciones. Los métodos clásicos tradicionales, basados en la comprobación de tensiones tangenciales bajo cargas de servicio, superponen las debidas al cortante con las debidas a la torsión pura. Si la tensión tangencial total no supera una cierta tensión tangencial admisible, suponen que el hormigón puede resistir solo. En caso contrario, suponen que el hormigón está fisurado y pierde su capacidad resistente, debiendo recogerse todo el momento torsor con armaduras, para el dimensionamiento de las cuales no se admiten reducciones en el torsor como se admitían en el cálculo clásico a cortante. Y en todo caso, hay que comprobar que la compresión en las bielas de hormigón no supera la tensión de compresión admisible, lo que establece un límite máximo al torsor que puede resistir la sección.

#### **2.6.1.1.2.1. Cálculo de la tensión tangencial máxima**

Aun en el estado previo a la fisuración, en el que puede considerarse al hormigón como material elástico homogéneo y puede prescindirse de las armaduras (que no entran en

carga al ser pequeñas las deformaciones), el problema es complejo. Por ello, se suele admitir, como hipótesis simplificativa, que se trata de torsión libre, esto es, que las secciones de la pieza pueden alabearse libremente sin que se produzcan, por efecto de la torsión, tensiones normales. Esta simplificación no es admisible en estructuras metálicas, en las que, por ser las secciones esbeltas, las tensiones normales pueden jugar un papel importante.

Con esta simplificación, y suponiendo además que la pieza es de sección constante, la máxima tensión tangencial viene dada por:

$$\tau_t = \frac{T}{W_t}$$

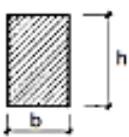
Donde:

$\tau_t$  = Máxima tensión tangencial.

T = Momento torsor actuante.

$W_t$  = Momento resistente a torsión de la sección.

**Tabla 2.6. Valores de  $W_t$  para diversas formas de secciones.**

Forma y dimensiones de la sección	C	$W_t$	Observaciones																														
Círculo 	$\frac{\pi a^4}{32}$	$\frac{\pi a^3}{16}$																															
Anillo circular 	$\frac{\pi}{32}(a^4 - a_1^4)$	$\frac{\pi}{16} \frac{a^4 - a_1^4}{a}$																															
Anillo circular de pared delgada 	$\frac{\pi}{4} a^3 t$	$\frac{\pi}{2} a^2 t$																															
Elipse 	$\frac{\pi}{16} \frac{a^3 b^3}{a^2 + b^2}$	$\frac{\pi}{16} a b^2$	Para secciones irregulares se recomienda sustituir las por la elipse inscrita 																														
Exágono regular 	$0,133 a^4$	$0,188 a^3$																															
Octágono regular 	$0,130 a^4$	$0,185 a^3$																															
Rectángulo  $b \leq h$	$a b^3 h$	$\beta b^2 h$																															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h/b</th> <th>1</th> <th>1,25</th> <th>1,50</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> <th>6</th> <th>10</th> <th><math>\infty</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\alpha</math></td> <td>0,140</td> <td>0,171</td> <td>0,196</td> <td>0,229</td> <td>0,263</td> <td>0,281</td> <td>0,299</td> <td>0,313</td> <td>0,333</td> </tr> <tr> <td><math>\beta</math></td> <td>0,208</td> <td>0,221</td> <td>0,231</td> <td>0,246</td> <td>0,267</td> <td>0,282</td> <td>0,299</td> <td>0,313</td> <td>0,333</td> </tr> </tbody> </table>	h/b	1	1,25	1,50	2	3	4	6	10	$\infty$	$\alpha$	0,140	0,171	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,313	0,333	$\beta$	0,208	0,221	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,313	0,333		
h/b	1	1,25	1,50	2	3	4	6	10	$\infty$																								
$\alpha$	0,140	0,171	0,196	0,229	0,263	0,281	0,299	0,313	0,333																								
$\beta$	0,208	0,221	0,231	0,246	0,267	0,282	0,299	0,313	0,333																								

Fuente: H. A. Jiménez Montoya 14<sup>va</sup> Edición p. 405.

#### 2.6.1.1.2.2. Método clásico (tensiones tangenciales admisibles)

Se calcula la tensión tangencial máxima  $\tau_t$  bajo la sollicitación de servicio y suponiendo el hormigón sin fisurar.

Por otra parte, se obtendrá el valor de la resistencia a tracción del hormigón, que va a servir de referencia:

$$f_{ct} = 0.21 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{unidades: Mpa}$$

Si la tensión tangencial máxima  $\tau_t$  es inferior al valor  $f_{ct}/3$  en piezas que solamente lleven cercos constructivos, o al valor de  $f_{ct}/4$  en piezas que carezcan de cercos, no será necesario por cálculo disponer de armaduras de torsión, bastando el hormigón para resistirla.

#### 2.6.2. Columnas

En el diseño de soportes de hormigón armado la norma boliviana recomienda las siguientes consideraciones constructivas.

En el caso de columnas cuadradas o rectangulares el diámetro mínimo de los aceros longitudinales sea  $\phi 12$  y como mínimo tendrán que ser cuatro, en el caso de columnas circulares tendrán que ser  $6\phi 12$  como mínimo, también se tendrá en cuenta que la excentricidad mínima ficticia sea  $h/20$  o 2 cm.

En el análisis de soportes de concreto se debe tener en cuenta los efectos del pandeo estos son ocasionados por la fuerza axial y el momento flector producido por la dicha fuerza y su excentricidad.

Para evaluar el pandeo es necesario determinar si un pórtico es traslacional o intraslacional, o dicho de otro modo si sus nudos sufren movimientos horizontales o no. La norma boliviana clasifica si un pórtico es traslacional o intraslacional con las siguientes desigualdades:

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.6 \quad \text{Si } n \geq 4$$

$$h \sqrt{\frac{N}{\sum EI}} \leq 0.2 + 0.1 \cdot n \quad \text{Si } n < 4$$

Dónde:

$n$  = número de plantas de la estructura.

$h$  = altura total de la estructura desde la cara superior de los cimientos.

$N$  = suma de las reacciones de los cimientos, con la estructura totalmente cargada.

$\sum EI$  = suma de rigideces a flexión, de los elementos de contraviento, en la dirección considerada, tomando para el cálculo de “I”, la sección total no fisurada.

La longitud de pandeo geométrico de un pilar se define como la longitud entre los puntos de momento cero o puntos de inflexión bajo efectos de pandeo, esta longitud de pandeo es igual a la longitud del pilar multiplicado por un coeficiente de pandeo el cual puede ser cuantificado mediante los siguientes monogramas.

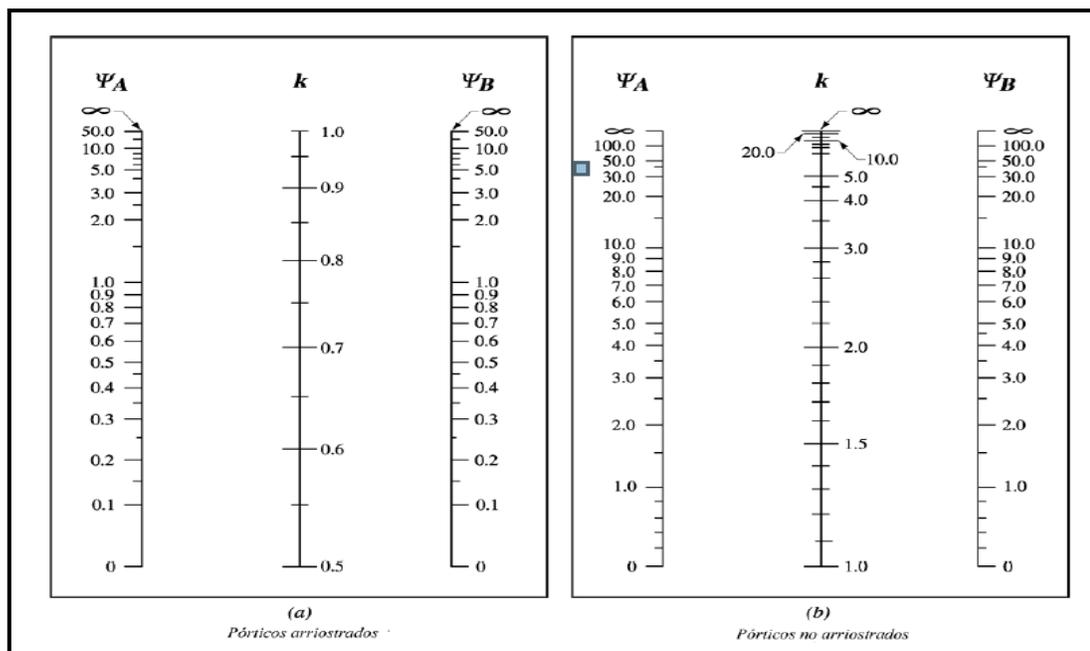


Figura 2.8. Monograma para coeficientes de pandeo de pórticos

Fuente: Norma CBH-87

En estructuras a porticadas se pueden considerar pilares aislados, en los que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga, en cuyo caso el coeficiente de empotramiento se puede determinar con la siguiente tabla.

**Tabla 2.7.**  
**Coeficientes de pandeo para pilares aislados**

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

Fuente: Norma CBH-87

Con los valores de la longitud de pandeo geométrica y mecánica se puede determinar el método por el cual diseñar la columna, según su esbeltez, la norma recomienda:

$\lambda < 35$  (geométrica  $\lambda < 10$ ) columna corta se desprecia los efectos de pandeo.

$35 \leq \lambda < 100$  (geométrica  $10 \leq \lambda < 29$ ) se aplica el método de la excentricidad ficticia.

$100 \leq \lambda < 200$  (geométrica  $29 \leq \lambda < 58$ ) se aplica el método general.

$\lambda > 200$  (geométrica  $\lambda > 58$ ) no es recomendable columnas con esta esbeltez.

El método de la excentricidad ficticia es aplicable a columnas que tengan esbelteces comprendidas entre  $35 \leq \lambda < 100$  (geométrica  $10 \leq \lambda < 29$ ), la sección deberá diseñarse para una excentricidad total igual a:

$$e_{tot} = e_e + e_a \neq e_2$$

$$e_a = (1 + 0.12\beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{50i_c}$$

Dónde:

$e_e$  = excentricidad de cálculo de primer orden equivalente:

$$e_e = 0.6 e_2 + 0.4 e_1 \text{ para soportes intraslacionales.}$$

$$e_e = e_2 \quad \text{para soportes traslacionales.}$$

$e_a$  = excentricidad ficticia equivalente a los efectos de segundo orden.

$e_2$  = excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.

$e_1$  = excentricidad de cálculo mínima de primer orden tomada con el signo que le corresponda normalmente  $e_2$  y  $e_1$  son las excentricidades en los extremos.

$l_o$  = longitud de pandeo del soporte.

$i_c$  = radio de giro de la sección bruta del hormigón en la dirección considerada.

$\varepsilon_y = f_{yd} / E_y$  = deformación del acero en su resistencia de cálculo  $f_{yd}$ .

$\varepsilon$  = parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:

$\varepsilon = 0.003$  cuando el axil cuasi permanente no supera el 70% del axil total.

$\varepsilon = 0.004$  cuando el axil cuasi permanente es mayor del 70% del axil total.

$\beta$  = factor de armado:

$\beta = 1.0$  para armaduras en las caras frontales

$\beta = 3.0$  para armaduras en las caras laterales

$\beta = 1.5$  para armaduras en las cuatro caras

$h$  = canto total medido paralelamente al plano de pandeo

En el caso de secciones rectangulares el radio de giro puede definirse  $i_c = h/3.464$  y la expresión anterior queda de la siguiente forma:

$$e_a = (1 + 0.12\beta) \cdot (\varepsilon_y + \varepsilon) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_o^2}{14.434h}$$

Alternativamente a esta fórmula se puede utilizar los diagramas de interacción que es una forma más sencilla y eficaz de diseñar columnas de hormigón armado.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- 1) Se determina el momento reducido ( $\mu$ ) y el axil reducido ( $\nu$ ), y con ayuda del ábaco en roseta de flexión esviada (ver gráfico 2.25) se obtiene la cuantía geométrica ( $w$ ):

$$\mu = \frac{Nd \cdot ef}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} ; \nu = \frac{Nd}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$As = \frac{w \cdot Ac \cdot f_{cd}}{f_{yd}} ; \quad Ac = b \cdot h$$

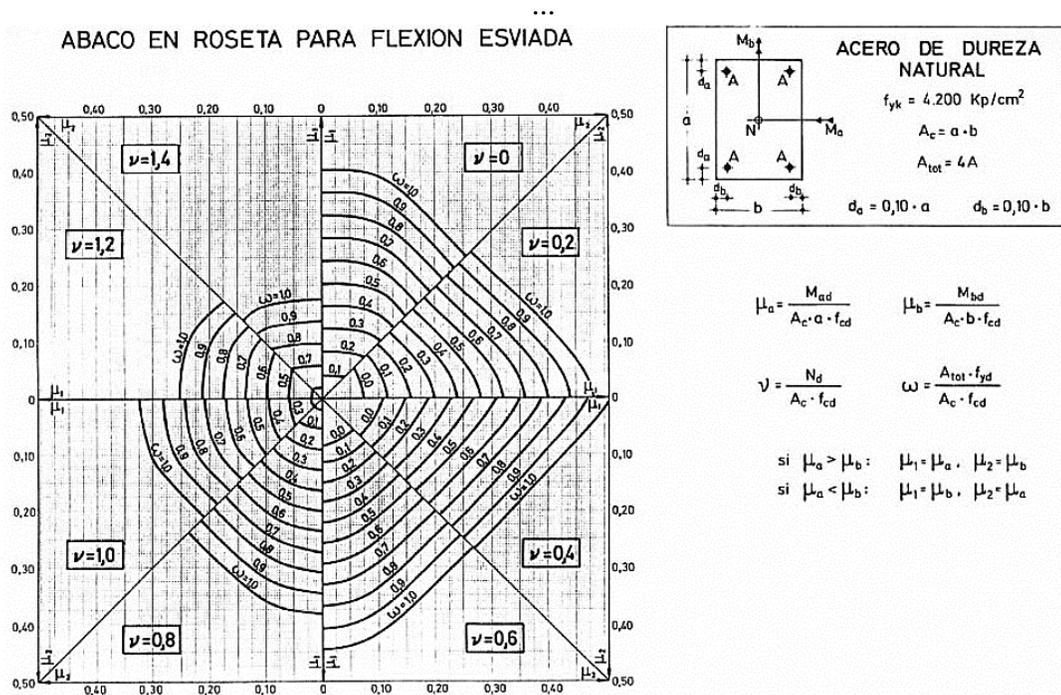


Figura 2.9. Ábaco en roseta para flexión esviada  
Fuente: Hormigón Armado 14va Edición- P. Jiménez Montoya

- 2) El valor obtenido de  $As$  se debe comparar con la armadura mínima ( $As_{min}$ ), de acuerdo a lo expuesto en 8.1.7.2. Compresión simple o compuesta en la normativa CBH -87.

$$A's_1 \cdot f_{cd} \geq 0,05 \cdot Nd \quad ; \quad A's_1 \cdot f_{cd} < 0,5 \cdot f_{cd} \cdot A$$

$$A's_2 * fcd \geq 0,05 * Nd \quad ; \quad A's_2 * fcd < 0,5 * fcd * A$$

a) Armadura transversal.

La misión de los estribos es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados y, eventualmente, contribuir a la resistencia de la pieza a esfuerzos cortantes.

Se tomará las siguientes consideraciones:

- Con objeto de evitar la rotura por deslizamiento del hormigón, la separación “s” entre planos de cercos o estribos debe ser:

$$s \leq \begin{cases} 0.85d \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{long} \end{cases}$$

- 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 que 6 mm.

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \phi_{long} \\ 6mm \end{cases}$$

- Los estribos deben colocarse en toda la altura del soporte, incluso en los nudos de unión con las vigas, atándolos fuertemente con alambre a las barras longitudinales.
- No es aconsejable la sujeción de cercos mediante puntos de soldadura, con objeto de no alterar las características del acero correspondiente a las barras principales.

### 2.6.3. Losas

#### 2.6.3.1. Losa Alivianada

Las losas son los elementos estructurales que soportan directamente las cargas de servicio, se distinguen dos casos según su forma de apoyo, las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y las losas apoyadas en sus cuatro bordes.

En las losas apoyadas en dos bordes paralelos se pueden apreciar dos casos, para determinar su forma de cálculo, según la carga que reciben puede ser distribuida o puntual en este diseño se plantean solo cargas distribuidas. En consecuencia, a las losas apoyadas en sus dos bordes paralelos y que están sometidas a cargas distribuidas se las calcula de la siguiente forma:

- Como una viga si  $l_x \leq \frac{l_y}{2}$
- Como una losa apoyada en su contorno, suponiendo sus bordes libres como simplemente apoyados si  $l_x \geq \frac{l_y}{2}$ , y se supone la relación  $\frac{l_x}{l_y} > 2.5$ .

### 2.6.3.2. Losa Casetonada.

Son placas constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, entre estas se distinguen dos tipos de placas aligeradas: las que llevan nervios de rigidización, en dos o más direcciones, constituyendo una retícula y las que poseen nervios paralelos y en una sola dirección. A estas últimas se las suele designar con el nombre de placas nervadas y a las primeras con el de placas aligeradas reticulares, o simplemente aligeradas.

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales, configurando una placa nervada. Este tipo de forjados pueden llevar o no vigas descolgadas según vea o no conveniente el proyectista.

Los parámetros que definen las características del forjado reticular son:

- $h_{LR}$  = Canto total de la placa
- $h$  = Altura del casetón de aligeramiento o bloque aligerante
- $s$  = Separación entre nervios
- $b_N$  = Base de los nervios
- $e_L$  = Espesor de la capa de compresión.

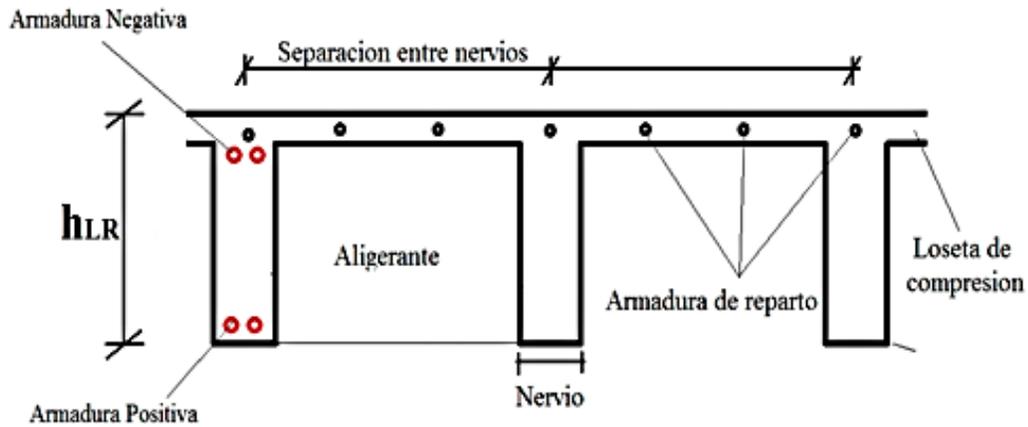


Figura 2.10. Parámetros que definen el forjado reticular  
Fuente: Elaboración propia

En base a estos parámetros es criterio del proyectista identificar y definir las dimensiones de los aligerantes, la altura de la carpeta de compresión, así como el ancho del nervio, a pesar que existen ciertos parámetros orientativos que ayudan definir estos parámetros de manera adecuada.

Este tipo de forjado es capaz de soportar las acciones verticales repartidas y puntuales muy adecuadamente, y en menor medida también las horizontales, es decir que, al ser forjados bidireccionales, por la doble dirección ortogonal de sus armaduras, sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según esas dos direcciones de armado como elementos estructurales de hormigón armado, en Bolivia se rigen por la instrucción del Hormigón Estructural CBH-87, bajo la denominación de Placas (tanto para losas macizas como para forjados reticulares) También se les llama en algunas bibliografías Forjados bidireccionales, por enfrentarse a los esfuerzos con dos dominios ortogonales de nervios.

Los forjados reticulares son una opción en alza en nuestro medio desde hace algunos años, al amparo de la instrucción CBH-87 y la norma española que es compatible en promoción a su mejor conocimiento. Resultan insustituibles en el campo de los techos planos con grandes luces y elevadas cargas, pero avanzan también a la edificación de viviendas.

## Forjados reticulares

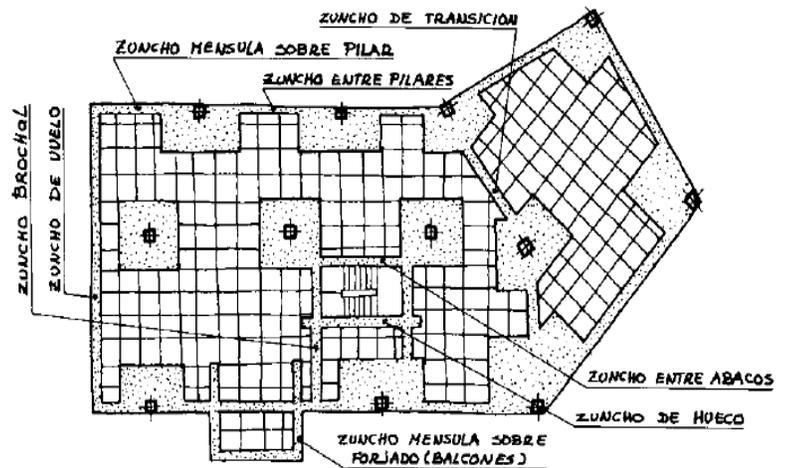
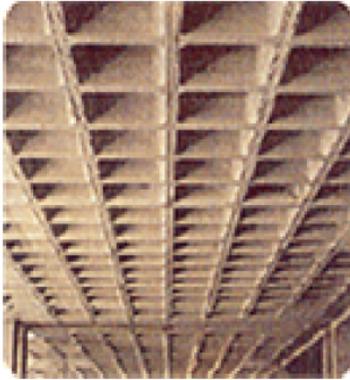


Figura 2.11. Forjados Reticulares

Fuente: Placas y forjados reticulares, Proyecto de estructuras. Noviembre 2003

Los forjados reticulares con casetones de aligeramiento que aportan propiedades diferentes a las puramente resistentes, por ejemplo, casetones de polietileno para un mejor aislamiento térmico, de fibras especiales resistentes al fuego con acabados estéticos.

Las losas por la distribución interior de hormigón, se denominan **Maciza** cuando el hormigón ocupa todo el espesor de la losa, Y cuando parte de la losa es ocupado por materiales más livianos o espacios vacíos se denomina Losa Alivianada, Losa Aligerada o Losa Nervada.

Ábacos: Zona de la placa alrededor de un pilar, que se resalta, En las placas aligeradas, su existencia es preceptiva, pudiendo ir acompañado o no de capitel. Puede tener el mismo peralte que la placa o losa; pero también puede prolongarse hacia el inferior de la placa.

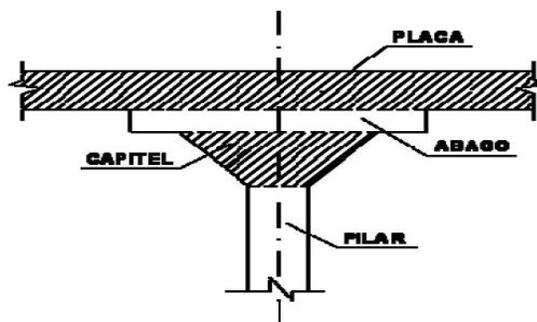


Figura 2.12. Ábaco en placas

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 (9.4.5.2.)

De acuerdo lo establecido en Norma Boliviana CBH-87 (9.4.5.3.) se deben cumplir los siguientes parámetros:

Ancho de nervio:

No será inferior a los 7 cm ni a la cuarta parte del canto de la placa, medido sin tener en cuenta la capa de compresión.

Espesor de losa: (carpeta de compresión)

$$e_L > 3 \text{ cm}$$

Relación canto/luz:

$$\frac{h_{LR}}{L} > 0,036 \text{ cm}$$

Separación entre luz libre de nervios:

$$s < 100 \text{ cm}$$

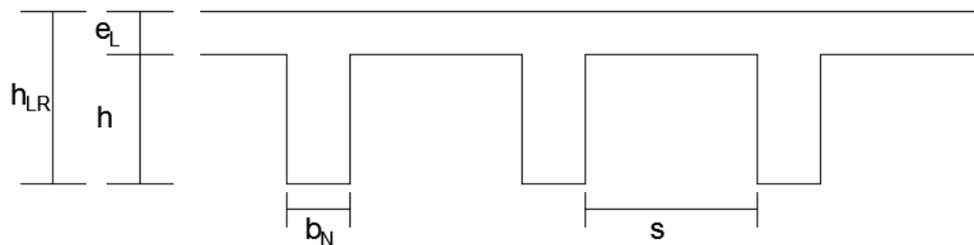


Figura 2.13. Parámetros que definen el forjado reticular  
Fuente: Elaboración propia

Altura equivalente del forjado reticular:

La altura equivalente o peralte equivalente de la losa reticular se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada en cuestión.

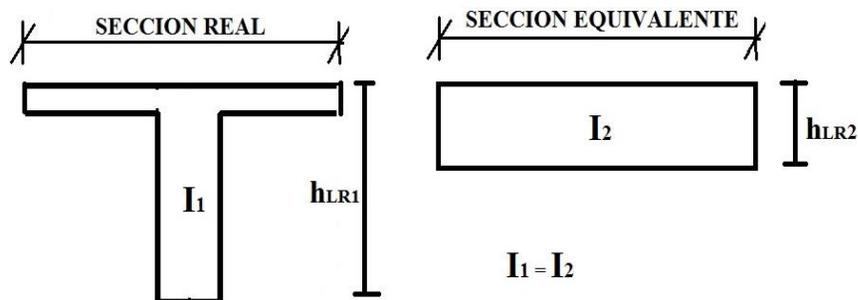
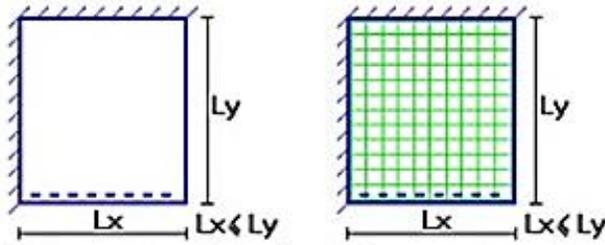


Figura 2.13. Altura equivalente Inercia constante  
Fuente: Elaboración propia

Cálculo de momentos y deformaciones en las losas



En las tablas publicadas a continuación se presentan tres tipos genéricos de condiciones de borde:

- empotramiento
- apoyo con rotación alrededor de la línea punteada
- borde libre

Figura 2.14. Representación gráfica de losas macizas y losas nervadas

**Tabla 2.8. Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes.**

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
<p>16</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$ $M_{xb+} = 0.0001 q \cdot m_{xb+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{x+}$ $m_{xb+}$	2005	3182	5274	9241	17450	36620
<p>17</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{yb+} = 0.0001 q \cdot m_{yb+} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y+}$ $m_{yb+}$ $m_{x+}$	2005	1908	1795	1678	1654	1651
<p>18</p>	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{yb-} = 0.0001 q \cdot m_{yb-} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{xb-} = 0.0001 q \cdot m_{xb-} \cdot L_x^2$	$\delta$ $m_{y-}$ $m_{yb-}$ $m_{x-}$ $m_{xb-}$	11330	13660	15920	17770	18820	18680

Fuente: ROMO P. Marcelo, Temas De Hormigón Armado M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008.

El resto de tablas de los coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas distribuidas uniformes se muestran en ANEXO I.

Donde:

$\delta$ : valor adimensional para determinar la deflexión máxima en la losa

$k$ : división entre la distancia entre nervios y el ancho de los nervios ( $b / b_0$ )

$\Delta$ : deflexión máxima en la losa

$L_x$ : longitud más corta de la losa rectangular

$L_y$ : longitud más larga de la losa rectangular

$E$ : módulo de elasticidad del hormigón

$h$ : espesor de la losa maciza equivalente en inercia a la losa nervada

$q$ : carga uniformemente distribuida por unidad de superficie de losa

#### 2.6.4. Zapatas

Las zapatas se clasifican, en función de su vuelo y en la dirección en que sea máximo, en los dos tipos siguientes:

a) Rígidas (véase figura 2.13) Incluye los casos en que el vuelo máximo de la cimentación  $V_{max}$ , medio en ambas direcciones principales, desde el paramento del elemento que se cimienta, no sea superior a  $2 h$ .

b) Flexibles. Incluye los casos en que dicho vuelo máximo es superior a  $2 h$ , en alguna de las direcciones principales.

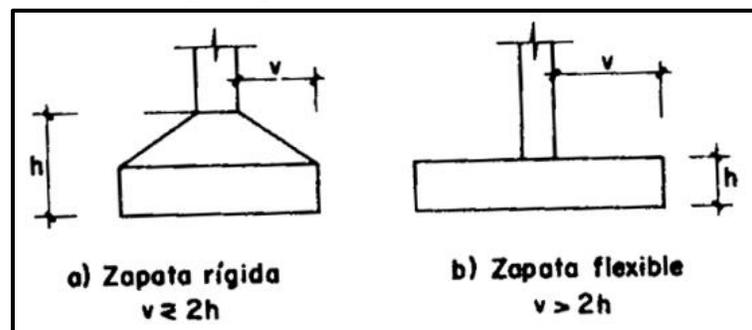


Figura 2.14. Zapatas rígidas y zapatas flexibles

Fuente: Hormigón Armado Tomo I (14va edición) p.492-Jiménez Montoya P.

Para diseñar las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se emplean las siguientes ecuaciones, que sugieren el libro de “hormigón armado” de Jiménez Montoya y el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera.

Para un pre dimensionamiento se calcula un peso inicial de la zapata y su área en planta:

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} \quad A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Se calcula el esfuerzo del terreno sobre la zapata:

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

Se determina el vuelo máximo de la zapata y su canto útil:

$$v = \frac{a - a_o}{2} \quad d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v$$

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata se verifica que el esfuerzo de la zapata es menor que el admisible del terreno.

Se comprueba el vuelco y el deslizamiento de la zapata, con las ecuaciones propuestas por la CBH-87.

$$\frac{(N + G) \cdot \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al vuelco})$$

$$\frac{(N + G) \tan \varphi_d}{Q} \geq 1.5 \quad (\text{Comprobación al deslizamiento})$$

Dónde:

$N$  = esfuerzo normal de servicio

$G$  = peso de la zapata

$M$  = momento de servicio actuante sobre la zapata

$Q$  = fuerza horizontal

$\varphi$  = ángulo de fricción interna del suelo

Para el diseño en E.L.U. se tiene que trabajar con los esfuerzos mayorados, los diseños se hacen nivel sección para determinar los refuerzos de acero para flexión y cortante.

Para el diseño de flexión se utilizan las ecuaciones que sugiere el libro de “Calculo de estructuras de cimentación” de José Calavera, que a continuación se muestran:

Momento de diseño a 0.15 del interior de la columna:

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot (v + 0.15 \cdot a_o)^2$$

La cuantía reducida y mecánica de las armaduras se calcula con las ecuaciones generales de flexión:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

Para el diseño del cortante se utiliza la ecuación sugerida por el libro de “Hormigón armado” de Jiménez Montoya:

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot (v - d)$$

Se tiene que verificar la siguiente condición para saber si se necesita de armadura de cortante, según la CBH-87:

$$V_d = 2 \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

Anclaje y disposición de armaduras:

Las armaduras formaran un emparrillado que se prolongará sin reducción hasta los bordes de la zapata. Cuando el vuelo  $v$  no sea superior a 2 veces el canto  $h$ , la longitud del anclaje se contará a partir del punto A final de la parte recta de las barras (véase figura 2.14). Como la armadura en el punto A es nula puede adoptarse la longitud neta de anclaje, es decir mayor que los valores  $0,3 \cdot l_b$ ;  $10 \cdot \emptyset$ ; o  $15 \text{ cm}$ , donde  $l_b$  es la longitud de anclaje por prolongación recta en posición I.

Si “ $v$ ” es superior a “ $h$ ”, la longitud de anclaje  $l_b$ , se medirá desde una sección situada a la distancia “ $d$ ” del paramento del elemento que se cimentará (véase gráfico 2.32), pero, en todo caso, deberá extenderse de un extremo a otro de la zapata.

Las armaduras de emparrillado deben formarse con barra de diámetro grande siempre que lo permitan las condiciones de adherencia y además con importantes recubrimientos (5 cm). Con objeto de evitar la corrosión Se recomienda no utilizar diámetros menores de 12 mm o mayores de 25 mm, con separaciones máximas entre barras de 30 cm.

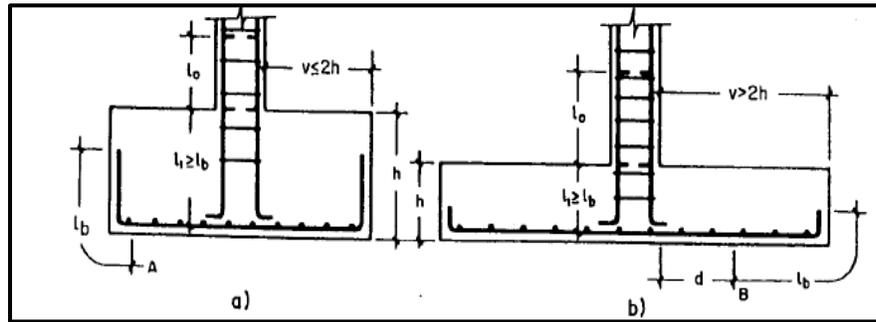


Figura 2.15. Anclaje de barras en zapatas rígidas y flexibles  
Fuente: Hormigón Armado Tomo I .14va edición Jiménez Montoya P.

### 2.6.5. Escaleras

Una escalera es uno de los recursos arquitectónicos que, con más frecuencia, se utiliza para comunicar espacios situados en diferentes planos. Una escalera se compone de las siguientes partes:

- 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”.
- Tramo: es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano.
- Caja de escalera: es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- Arranque de escalera: es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo. El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima 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.

- 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 entre 11 y 17 cm.

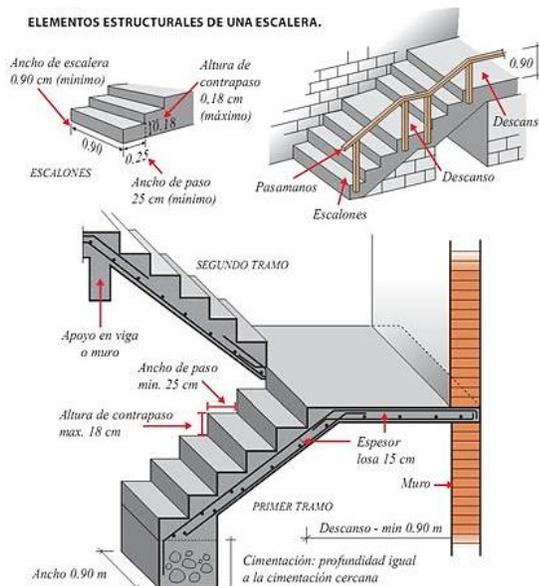


Figura 2.16. Elementos de una escalera

Fuente: <https://i.pinimg.com/736x/d8/0c/f2/d80cf2be5ce1f88bb51315d8e4f3f2ba--tangga-stairs.jpg>

➤ Diseño a flexión:

El diseño del espesor de la escalera se realizará como una la placa o losa rectangular, plana, de espesor constante, sustentadas en sus cuatro bordes, cualquiera que sea la forma de sustentación de cada uno de ellos: simple apoyo, semi empotramiento o empotramiento perfecto.

El procedimiento de cálculo de armadura a flexión y de corte es el mismo que para elementos sometidos a flexión (vigas).

## **2.7. Estrategias de ejecución del proyecto**

### **2.7.1. Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas en el caso de la realización de estudios o construcción de obras, forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

- Definición
- Materiales, herramientas y equipo.
- Método constructivo.
- Disposiciones administrativas.
- Medición y forma de pago.

### **2.7.2. Precios unitarios**

Este sistema es analítico por el cual el calculista en base a los pliegos de condiciones y especificaciones técnicas y a los planos arquitectónicos, estructurales constructivos se calcula el precio unitario de cada uno de los ítems que forman parte de la obra como así mismo los correspondientes volúmenes de obra, estableciéndose en cantidades matemáticas parciales las que se engloban en un total.

Estos precios unitarios están compuestos por los siguientes parámetros:

- a) Costos directos.-** El costo directo del precio unitario de cada ítem debe incluir todos los costos en que se incurre para realizar cada actividad, en general, este costo directo está conformado por tres componentes que dependen del tipo de ítem o actividad que se esté presupuestando. (Excavación, hormigón armado para vigas, replanteo, etc.).
- **Materiales.-** Es el costo de los materiales puestos en obra. El costo de los materiales consiste en una cotización adecuada de los materiales a utilizar en una determinada actividad o ítem, esta cotización debe ser diferenciada por el tipo de

material y buscando al proveedor más conveniente. El precio a considerar debe ser el **puesto en obra**, por lo tanto, este proceso puede ser afectado por varios factores tales como: costo de transporte, formas de pago, volúmenes de compra, ofertas del momento, etc.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta en lo que se refiere a los materiales es el rendimiento que tienen estos, es decir la cantidad de material que se necesita en una determinada actividad o ítem.

- **Mano de Obra.-** La mano de obra es un recurso determinante en la preparación de los costos unitarios. Se compone de diferentes categorías de personal tales como: capataces, albañiles, mano de obra especializada, peones y demás personal que afecta directamente al costo de la obra.

Los salarios de los recursos de mano de obra están basados en el número de horas por día, y el número de días por semana. La tasa salarial horaria incluye: salario básico, beneficios sociales, vacaciones, feriados, sobre tiempos y todos los beneficios legales que la empresa otorgue al país.

- **Maquinaria, equipo y herramientas.-** es el costo de los equipos, maquinarias y herramientas utilizadas en el ítem que se está analizando.

Este monto está reservado para la reposición del desgaste de las herramientas y equipos menores que son de propiedad de las empresas constructoras. Este insumo, es calculado generalmente como un porcentaje de la mano de obra que varía entre el 4% y el 15% dependiendo de la dificultad del trabajo.

- **Beneficios Sociales.-** Las leyes sociales del país determinan el pago de beneficios sociales a todas las personas asalariadas que deben ser involucradas dentro del costo de mano de obra.

Para el mismo se analizan los siguientes tópicos:

- Aporte Patronal.
- Bonos y Primas.
- Incidencia de la Inactividad.

- Cargas Sociales:
  - Incidencia de los Subsidios.
  - Implementos de Trabajo, Seguridad Industrial e Higiene.
  - Incidencia de la Antigüedad.
- Otros.

b) **Costos indirectos.-** Los costos indirectos son aquellos gastos que no son fácilmente cuantificables como para ser cobrados directamente al cliente.

Los costos indirectos incluyen:

- **Gastos Generales e Imprevistos.-** El porcentaje a tomar para gastos generales depende de varios aspectos, siendo su evaluación muy variable y dependiendo del tipo de la obra, pliegos de especificaciones y las expectativas del proyectista.
- **Utilidad.-** Las utilidades deben ser calculadas en base a la política empresarial de cada empresa, al mercado de la construcción, a la dificultad de ejecución de la obra y a su ubicación geográfica (urbana o rural).
- **Impuestos.-** En lo que se refiere a los impuestos, se toma el Impuesto al Valor Agregado (IVA) y el Impuesto a las Transacciones (IT). El impuesto IVA grava sobre toda compra de bienes, muebles y servicios, estando dentro de estos últimos la construcción, su costo es el del 14,94% sobre el costo total neto de la obra y debe ser aplicado sobre los componentes de la estructura de costos.  
El IT grava sobre ingresos brutos obtenidos por el ejercicio de cualquier actividad lucrativa, su valor es el del 3,09% sobre el monto de la transacción del contrato de obra.

### 2.7.3. 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.

#### **2.7.4. Presupuesto del proyecto**

Un presupuesto es el valor total estimativo del costo que tendrá una edificación al ser acabada, 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 cuáles algunos son conocidos o son de fácil evaluación mientras que otros están sujetos a la estimación o criterio del calculista.

Para el desarrollo de una buena evaluación económica se utiliza el método de los precios unitarios el cual se basa en cubicar los ítems de la obra, cuantificar los insumos de materiales que se requiera para construir una unidad de cada determinado ítem, valorar la unidad más gastos de impuestos, mano de obra, gastos administrativos y utilidades, para finalmente multiplicar estos precios unitarios por los volúmenes de la obra y con esto se suman todos los valores de los ítems en conjunto y se estima el precio total de la obra.

#### **2.7.5. Cronograma y ejecución del proyecto**

Un proyecto define una combinación de actividades interrelacionadas que deben ejecutarse en un cierto orden. Las actividades están interrelacionadas en una secuencia lógica en el sentido que algunas de ellas no pueden comenzar hasta que otras se hayan terminado.

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.

El diagrama de GANTT es una herramienta para planificar y programar tareas a lo largo de un período determinado. Gracias a una fácil y cómoda visualización de las acciones previstas, permite realizar el seguimiento y control del progreso de cada una de las etapas de un proyecto y, además, reproduce gráficamente las tareas, su duración y secuencia, además del calendario general del proyecto.

### 3. CAPITULO III INGENIERIA DEL PROYECTO

#### 3.1. Generalidades

Los resultados obtenidos de la aplicación de los conceptos del marco teórico al Diseño Estructural nueva infraestructura del Centro de Salud Distrito 4 Bermejo, se presentan el siguiente capítulo.



*Figura 3.1. Vista en perspectiva del edificio*  
Fuente: Plano Arquitectónico

En cuanto a los aspectos de funcionalidad es un modelo idóneo para el desarrollo de las actividades a cumplir por lo que se debe buscar una solución estructural, para que el edificio brinde su servicio para el cual está diseñado.

#### 3.2. Análisis del levantamiento topográfico

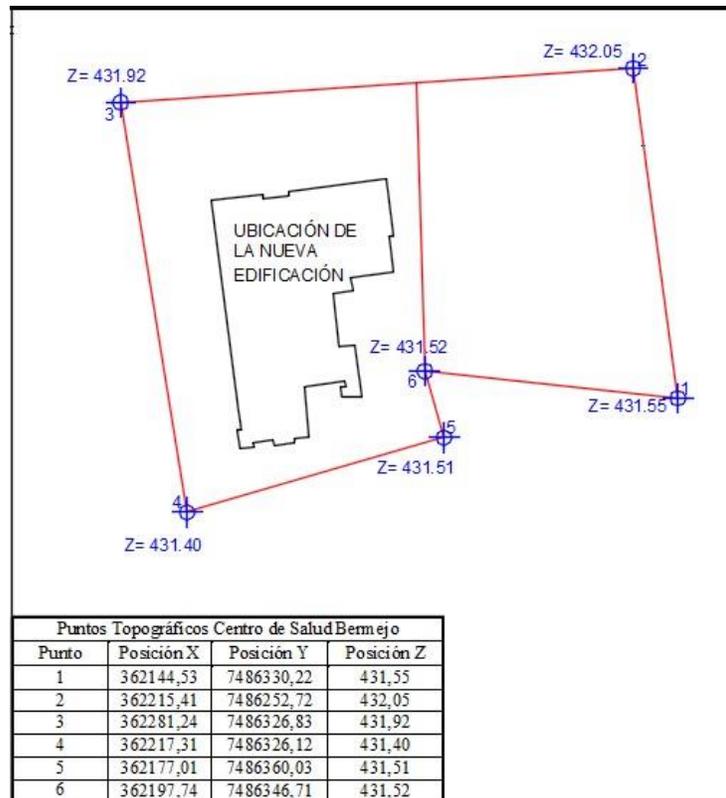
En el levantamiento topográfico se puede apreciar los 6 puntos de referencia de las esquinas del terreno con sus respectivas elevaciones, con las cuales se puede apreciar que el lugar de emplazamiento es relativamente plano. Se estima que el lote cuenta con una superficie de **2200 m<sup>2</sup>** aproximadamente.

**Tabla 3.1**  
**Coordenadas y cotas de los puntos topográficos**

Punto	Coordenada	Coordenada	Altitud (m.s.n.m)
	X	Y	Z
1	362144,53	7486330,22	431,55
2	362215,41	7486252,72	432,05
3	362281,24	7486326,83	431,92
4	362217,31	7486326,12	431,40
5	362177,01	7486360,03	431,51
6	362197,74	7486346,71	431,52

Fuente: Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo Provincia Arce

Estos puntos de la tabla se pueden apreciar en el siguiente gráfico, cabe señalar que es una referencia del plano original del levantamiento topográfico.



*Figura 3.2. Puntos topográficos*  
Fuente: Honorable Alcaldía Municipal de Bermejo

Como consecuencia se puede elaborar el replanteo en base al punto más bajo del terreno que es el del punto 4, con una elevación de 431,40 m.s.n.m. Como resultado la cota de replanteo y como cota del nivel cero de la estructura será:

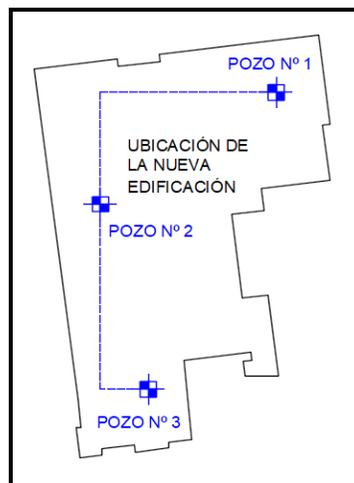
**COTA DE REPLANTEO = 431,40 m.s.n.m.**

### 3.3. Análisis y resultados del estudio de suelos

En el estudio de suelos se realizaron los procedimientos que la norma E-050 indica para la determinación de la cota de fundación y la capacidad admisible del suelo, datos con los cuales se diseñan los cimientos de la estructura.

**Determinación de puntos a investigar.-** Según la **tabla 2.1.2** de la norma E-050 el proyecto del “Nuevo Centro de Salud Distrito 4 Bermejo”, se clasifica como una estructura clase “C” para la zona de pórticos y una estructura clase “B” para la zona de muros portantes de albañilería, según la normativa en la **tabla 2.3.2**, el número de puntos es de 1 cada 800 m<sup>2</sup>, pero como el diseño estructural es más de 2200 m<sup>2</sup> en planta, se puede hacer como mínimo **3 pozos**.

En el siguiente grafico se puede apreciar la ubicación de los pozos en los cuales se realizaron los estudios de mecánica de suelos **EMS**:



*Figura 3.3. Pozos de estudio*  
Fuente: Elaboración propia

**Profundidad mínima a alcanzar en los puntos de estudio.-** La norma sugiere que la profundidad de estudio a alcanzar de los pozos sea evaluada con la siguiente expresión:

$$p = D_f + z$$

Dónde:

$D_f$  = es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación

$z = 1.5 B$ , siendo B el lado más ancho de la cimentación prevista.

En este caso la profundidad tentativa de fundación es de 2 m, y el ancho de la zapata predefinido es de 1 m. Con estos valores se calcula la profundidad para el estudio.

$$p = 2m + 1.5 \cdot 1m = 3.50m$$

En la siguiente figura se puede observar la profundidad alcanzada de cada pozo y la estratificación del terreno de fundación:



Figura 3.4. Estratificación del suelo pozo n° 1 y pozo n° 2  
Fuente: Elaboración propia



Figura 3.5. Estratificación del suelo pozo n° 2 y pozo n° 3  
Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en la tabla 3.2 las profundidades de estudio fueron las siguientes:

**Tabla 3.2.**  
**Profundidades alcanzadas en los pozos para el estudio de suelos**

POZO N1	0.40 m	1.60 m	2.05 m	3.30 m
POZO N2	0.40 m	1.85 m	2.30 m	3.50 m
POZO N3	0.40 m	1.85 m	2.30 m	3.50 m

**3.3.1. Resultados de los estudios de suelos.-** Los resultados de los estudios geotécnicos corresponden a los de la prueba SPT-ASTM 1586, se presentan en las siguientes tablas en donde se especifica la profundidad y numero de pozo en los cuales fueron realizados.

**Tabla 3.3.**  
**Resultados del estudio de suelos pozo N° 1**

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD			
	0 m a 0.40 m	0.40 m a 1.60 m	1.60 m a 2.05 m	2.05 m a 3.30 m
Tipo de suelo (AASHTO)	A-5	A-7-5	A-6	A-6
Tipo de suelo (SUCS)	OH	MH	OL	OL
Esfuerzo admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.30</b>	<b>0,40</b>	<b>0,60</b>	<b>0.70</b>
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3.4.**  
**Resultado del estudio de suelos pozo N° 2**

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD			
	0 m a 0.40 m	0.40 m a 1.85 m	1.85 m a 2.30 m	2.30 m a 3.50 m
Tipo de suelo (AASHTO)	A-5	A-6	A-6	A-6
Tipo de suelo (SUCS)	OH	MH	OL	OL
Esfuerzo admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.60</b>	<b>1,15</b>	<b>1,50</b>	<b>1,60</b>
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 3.5. Resultado del estudio de suelos pozo N° 3**

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD			
	0 m a 0.40 m	0.40 m a 1.85 m	1.85 m a 2.30 m	2.30 m a 3.50 m
Tipo de suelo (AASHTO)	A-4	A-6	A-7-5	A-7-5
Tipo de suelo (SUCS)	OL	CL	OH	MH
Esfuerzo admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0,90</b>	<b>1,30</b>	<b>2,00</b>	<b>2,15</b>
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la figura 3.3 la ubicación de los pozos 2 y 3 corresponden al lugar de emplazamiento de la estructura con pórticos, para la cual se tomará el esfuerzo admisible más desfavorable de ambos pozos, siendo el valor 1,50 kg/cm<sup>2</sup>.

Para más detalles acerca del estudio de suelos consultar el (Anexo II.). Con los resultados del sondeo, estudio de suelos y de la prueba SPT, se llega a los siguientes resultados con los cuales se diseñará la cimentación de la estructura.

COTA DE FUNDACION = -2,00 m de la cota de replanteo = 429.40 m.s.n.m.

ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO = 1,50 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.4. Planteamiento del diseño estructural

Se procederá a colocar los datos necesarios para realizar el cálculo estructural, esto incluye el predimensionamiento de vigas y pilares, disposición de cargas de servicio, determinación de la intraslacionalidad de la estructura, coeficientes de pandeo y por último los elementos más solicitados.

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

**Estructura de entresijos y cubierta:** Losas alivianadas de viguetas pretensadas y Losa Casetonada.

**Estructura de edificación:** Estructura Aporticada de H°A°.

**Estructura de cimentación:** Cimentación de zapatas aisladas

### **3.4.2. Normas de diseño**

La norma utilizada para el diseño estructural es la norma Boliviana CBH-87, vigente en Bolivia, la cual será complementada con una bibliografía de diferentes autores que hacen mención al código español EHE, también se utilizara la norma DBSE-AE del 2007 que es la normativa para cargas de servicio en edificios según la instrucción española, y para el estudio de suelos se utilizara la norma E-050 del Perú basada de la instrucción española.

### **3.4.3. Análisis de acciones sobre la estructura**

Las cargas y acciones que afectan a este proyecto fueron analizadas y calculadas según la normativa **DBSE-AE**, (Decreto Básico de Seguridad Estructural - Acciones sobre Estructuras), que es la norma de acciones sobre edificios de España, y también se tomó en cuenta el reglamento boliviano de hormigón **CBH-87**, para la determinación de los pesos de los elementos de hormigón armado.

#### **3.4.3.1. Análisis de cargas muertas**

Las cargas muertas son todas aquellas que tienen acción permanente sobre la estructura, son originadas por el peso propio de los elementos estructurales, y de todos los componentes de la edificación que generen cargas estáticas permanentes, como ser las tabiquerías de ladrillo 6 huecos, el piso cerámico, barandillas, ventanas, etc.

##### **3.4.3.1.1. Peso propio de los elementos**

Según el **artículo 6.2.2.1.** de la norma CBH-87 el peso de los elementos de hormigón armado con cuantías normales es:

$$H^{\circ}A^{\circ} \text{ con cuantía normal} = 25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3$$

### 3.4.3.1.2. Peso del piso de cerámica

Comprende el peso de la cerámica y el mortero de cemento para su colocación.

Peso de cerámica de 43x43 cm por metro cuadrado:

Datos:

Peso de cerámicos por  $m^2 = 34 \text{ kg/m}^2$  (Catalogo CERABOL).

$m^2$  por caja =  $2 \text{ m}^2$  (Catálogo CERABOL).

$\gamma_{\text{mortero}} = 19 \text{ a } 23 \text{ KN/m}^2 = 21 \text{ KN/m}^3$  (Norma DBSE-AE).

$$Peso_{\text{ceramica}} = 1m^2 \cdot \frac{34kg}{2m^2} = \frac{17kg}{m^2}$$

$$Peso_{\text{ceramica}} = 17kg/m^2 \cdot 10 = 170N/m^2 = 0.17KN/m^2$$

$$Peso_{\text{mortero}} = 0.02m \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN/m^2$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = Peso_{\text{ceramica}} + Peso_{\text{mortero}}$$

$$CM (\text{piso de cerámica}) = 0,60 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4.3.1.3. Peso de la carpeta de nivelación

Esta carpeta será usada en la cubierta para dar la pendiente necesaria a la azotea para evacuar las aguas producidas principalmente por las precipitaciones.

Datos:

Pendiente = 2%

$\gamma_{\text{mortero}} = 19 \text{ a } 23 \text{ KN/m}^3 = 22 \text{ KN/m}^3$  (Norma DBSE-AE).

$$Peso_{\text{carpeta}} = 22KN/m^3 \cdot 0.05m = 1.1KN/m^2$$

$$CM (\text{carpeta de nivelación}) = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4.3.1.4. Peso del Impermeabilizante

$\gamma_{\text{impermeabilizante}} = 1.40 \text{ kg/m}^3 = 0.014 \text{ KN/m}^3$  (Ficha Técnica Impermeabilizante)

Espesor<sub>imp.</sub> = 400 micrones = 0.0004 m (Ficha Técnica Impermeabilizante)

$$Peso_{\text{impermeabilizante}} = 0.014KN/m^3 \cdot 0.0004m = 5.6 \times 10^{-6} \text{ KN/m}^2$$

Por lo tanto, la carga muerta producida por impermeabilizante puede ser despreciada.

### 3.4.3.1.5. Peso de muros y tabiquería

En la estructura existe un solo tipo de tabiquería de ladrillo, el cual es el muro de espesor 18 cm para toda la estructura.

Peso de muro de ladrillo 6 H e = 18 cm con revoque y planchado por m<sup>2</sup>:

Datos:

Peso ladrillo 6H pza. = 3.5 kg (catalogo INCERPAZ).

$\gamma_{mortero} = 21 \text{ KN/m}^3$  (Norma DBSE-AE).

$\gamma_{yeso} = 12 \text{ a } 18 \text{ KN/m}^3 = 15 \text{ KN/m}^3$  (Norma DBSE-AE).

$$N^{\circ} \text{ ladrillos} = \frac{1m^2}{(0.24m + 0.015m) \cdot (0.12m + 0.015m)} = 29 \text{ ladrillos}$$

$$Peso_{ladrillos} = 3.5kg \cdot 29 = 101.5kg \cdot 10m/s^2 = 1015N = 1.01KN$$

$$\begin{aligned} Peso_{mortero} &= (1m^2 \cdot 0.18m) - 29 \cdot (0.18m \cdot 0.24m \cdot 0.12m) \\ &= 0.029m^3 \cdot 21KN/m^3 = 0.61KN \end{aligned}$$

$$Peso_{revoque} = (0.01m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.02m^3 \cdot 21KN/m^3 = 0.42KN$$

$$Peso_{yeso} = (0.005m \cdot 1m^2) \cdot 2 = 0.01m^3 \cdot 15KN/m^3 = 0.15KN$$

Peso por un metro lineal de muro de espesor 18 cm:

$$Peso_{muro} = Peso_{ladrillo} + Peso_{mortero} + Peso_{revoque} + Peso_{yeso} = 2.19KN =$$

$$Peso_{muro} = 2.19KN/1m^2 = 2.2KN/m^2$$

Peso de muros y ventanas de carpintería de aluminio por m<sup>2</sup>:

Peso de carpintería de aluminio = 25 a 30 kg (Estimativo de diferentes fuentes)

$$Peso \text{ de carpintería de aluminio} = 28kg \cdot 10m/s^2 = 280N = 0.28KN$$

$$Peso \text{ por un metro cuadrado} = 0.28 \text{ KN/1m}^2 = 0.28 \text{ KN/m}^2$$

Para cargar a la estructura con los pesos de los muros, se tomará en cuenta la altura del muro de 3,35 m, sin tomar en cuenta los espacios de ventanas y puertas para

homogenizar la carga, esto con el fin de poder modificar en un futuro la ubicación de puertas y ventanas, si los usuarios así lo dispondrían.

Peso lineal de muro de 3,35m de altura de ladrillo 6H e=18cm

$$Peso_{muro} = 3.35m \cdot 2.2KN/m^2 = 7.37KN/m$$

$$CM \text{ (muro e=18cm)} = 7.37 \text{ KN/m}$$

Peso lineal de muro de 3,75 m de altura de aluminio y vidrio:

$$Peso_{muro} = 3.75m \cdot 0.25KN/m^2 = 0.94KN/m$$

$$CM(\text{muro de carpintería de aluminio}) = 0,94 \text{ KN/m}$$

Peso del parapeto del balcón:

$$Peso_{baranda} = 1.20m \cdot 2.2KN/m^2 = 2.64KN/m$$

$$CM(\text{parapeto del balcón}) = 2,64 \text{ KN/m}$$

### 3.4.3.2. Análisis de cargas vivas

Para la determinación de las cargas de servicio de la estructura se tomará en cuenta las recomendaciones de la normativa DBSE-AE.

#### 3.4.3.2.1. Sobrecarga de uso para la primera losa

Para la primera losa, se tiene una distribución de sobrecargas de uso de acuerdo a la distribución de ambientes en el centro de salud, haciendo más eficaz el diseño de los elementos estructurales, las cuales se pueden apreciar a continuación:

- Salón Auditorio: 5 kN/m<sup>2</sup>
- Pasillos: 3 kN/m<sup>2</sup>
- Baños: 2 kN/m<sup>2</sup>
- Oficinas y consultas: 2 kN/m<sup>2</sup>
- Habitaciones para Fisioterapia: 3 kN/m<sup>2</sup>

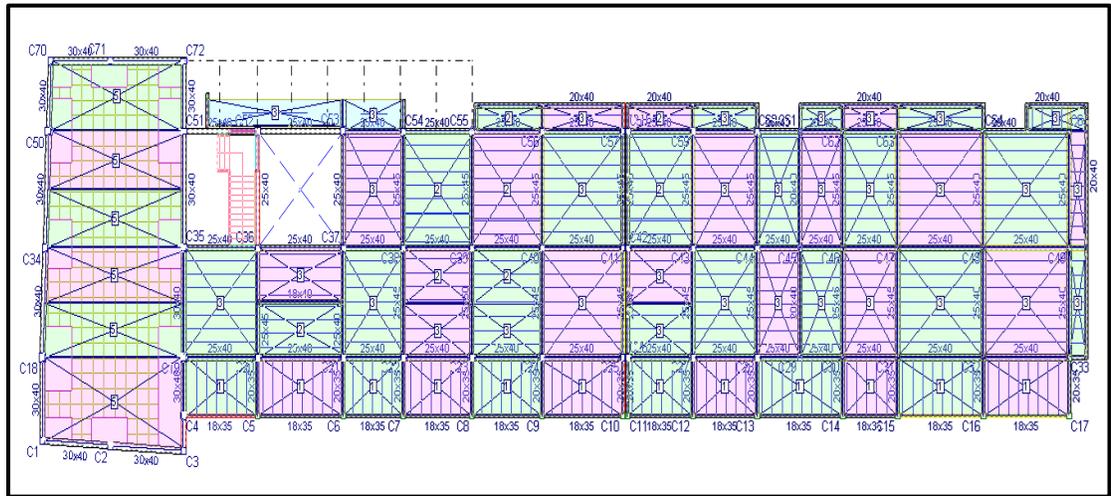


Figura 3.6. Vista en planta de la primera losa  
Fuente: CYPECAD

### 3.4.3.2.2. Sobrecarga de uso para la segunda losa

Para la segunda losa del edificio, se clasifico la categoría de uso y zona:

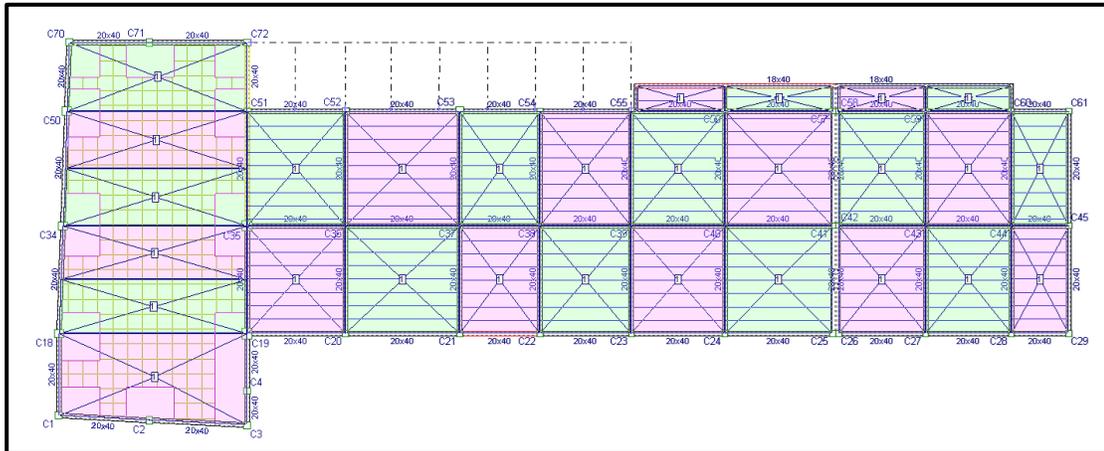


Figura 3.7. Vista en planta de la segunda losa  
Fuente: CYPECAD

### Categoría F cubiertas transitables solo privadamente

En la tabla 3.1 de la norma DBSE-AE, pondera una carga de uso para este tipo de zonas como:

$$Q \text{ (segunda losa)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

### 3.4.3.3. Análisis de carga de viento

Según la norma DBSE-AE, la presión de viento se calcula con la siguiente expresión:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Dónde:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$c_e$  = coeficiente de exposición.

$c_p$  = coeficiente eólico o de presión.

### 3.4.3.3.1. Presión dinámica de viento

Para la determinación de la presión dinámica del viento, se tomó en cuenta el dato de la velocidad de viento obtenida a partir del mapa eólico de Argentina puesto que las isoyetas mostradas en la figura 3.8 coinciden con el municipio de Bermejo, como se muestra a continuación:

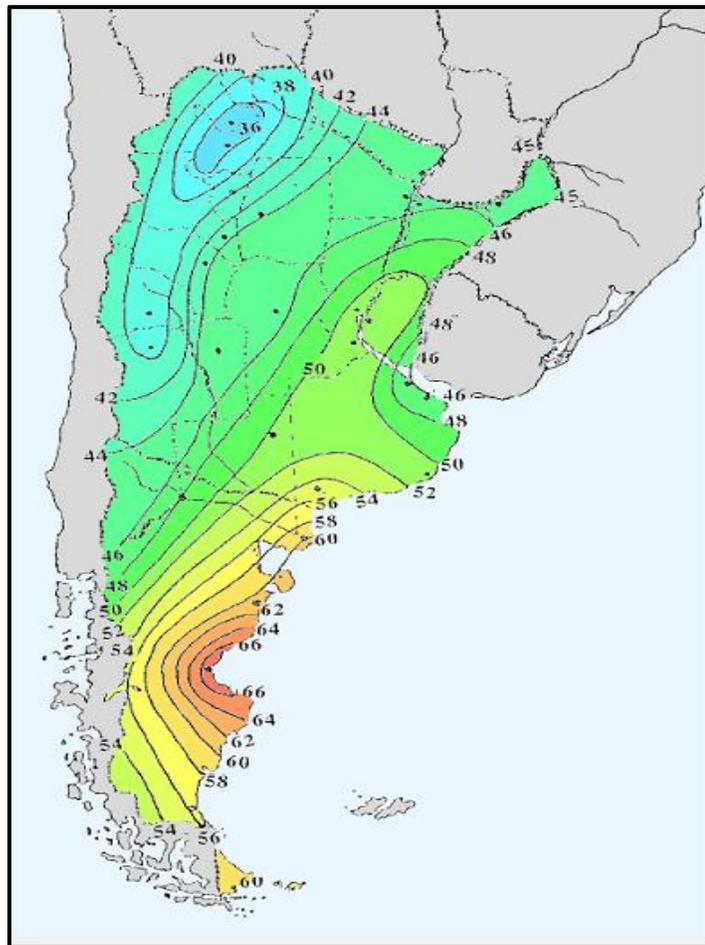


Figura 3.8. Mapa Eólico Zona Argentina  
Fuente: CYPECAD

Siendo el valor igual a:

$$V_{viento} = 38m / s$$

Con esta velocidad de viento se puede determinar la presión dinámica de viento mediante la siguiente expresión que la norma DBSE-AE sugiere:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot (V_{viento})^2$$

Dónde:

$q_b$  = presión dinámica de viento.

$\delta$  = densidad del aire que se puede tomar como 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

$V_{viento}$  = velocidad a 10 metros de altura.

Se calcula la presión dinámica de viento:

$$q_b = 0.5 \cdot 1.25kg / m^3 \cdot (38m / s)^2 = 902.50N / m^2 = 0.902KN / m^2$$

#### **3.4.3.3.2. Coeficiente de exposición**

Este coeficiente se puede asumir según el artículo 3.3.2 (1) de la norma DBSE-AE, igual a **2** cuando la estructura sea menor de 8 plantas de altura y se encuentre en una zona urbana.

$$c_e = 2$$

#### **3.4.3.3.3. Coeficiente eólico o de presión**

Para este coeficiente se estimó la esbeltez del edificio paralelo al plano del viento, el cual es la relación entre su altura total y la anchura paralela a la línea de acción del viento.

De este cociente se determina la esbeltez del edificio paralelo al plano de acción del viento como sigue a continuación:

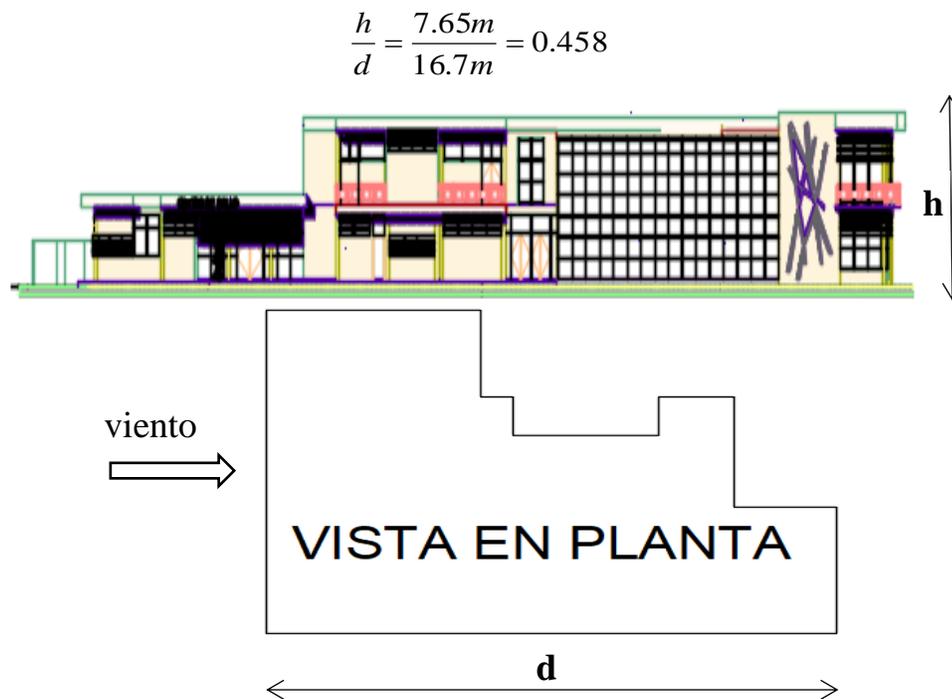


Figura 3.9. Esbeltez del edificio paralelo al viento  
Fuente: Plano Arquitectónico

Con la esbeltez en el plano paralelo al viento se determina el coeficiente eólico o de presión con ayuda de la **tabla 3.4 de la norma DBSE-AE**, y con lo mencionado en el artículo 3.3.4 (2) de la norma DBSE-AE se puede despreciar el coeficiente de succión y determinar solo el de presión, como el valor de la esbeltez está entre 0,25 y 0,50 el valor del coeficiente eólico de presión es:

$$c_p = 0.70$$

Con todos los datos necesarios se procede a calcular la presión estática de viento a 10 metros de altura, que es con la cual se calculara el edificio:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.902KN / m^2 \cdot 2 \cdot 0.70 = 1.26KN / m^2$$

$Q \text{ (viento)} = 1,26 \text{ KN/m}^2$
--

Con la cual se generará la curva de presiones de viento en el programa CYPECAD, en las cuatro direcciones en planta, asumiendo el edificio como desprotegido.

### 3.5. Diseño de la estructura de sustentación del hormigón armado

El cálculo estructural será realizado con el programa computarizado CYPECAD versión 2016, con base en la norma boliviana CBH-87 y todos los resultados de los estudios previos y de las acciones antes determinadas.

### 3.5.1. Datos para el cálculo estructural

Los datos de entrada serán los siguientes:

La resistencia característica del hormigón para toda la estructura será H-21 control normal, el acero será AH-400 control normal, el tamaño máximo de árido será de 19 mm, estos datos se visualizan mejor en la siguiente tabla:

**Tabla 3.6. Datos de entrada para el cálculo**

<b>Dato</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
resistencia del hormigón	H-21 Control normal	MPa
resistencia del acero	AH-400 control normal	MPa
tamaño máximo de árido	19	mm
esfuerzo admisible del suelo	0,15	MPa

Fuente: Elaboración propia

#### 3.5.1.1. Predimensionamiento de vigas y pilares

El predimensionamiento de los elementos estructurales de vigas y pilares será llevado a cabo siguiendo las recomendaciones empíricas que siguen a continuación:

$$h = \frac{L}{12} \Rightarrow \text{Para determinar el canto de las vigas en base a su longitud.}$$

**25cmx25cm**  $\Rightarrow$  Para los pilares se empieza con la sección más pequeña.

Con estos dos procedimientos se determina las dimensiones iniciales para las piezas, las cuales irán creciendo a razón de 5 cm hasta que cumplan con todas las medidas de seguridad exigidas.

Estos procedimientos son empíricos y solo son de referencia con el fin de contar con una sección inicial, para el cálculo iterativo, hasta que se alcance establecer una sección que sea óptima para las exigencias de las cargas de servicio y para todas las acciones definidas con anterioridad a las que sea sometida la estructura.

### 3.5.1.2. Disposición de las cargas de servicio

Para cargar a la estructura con las cargas de servicio se utilizó alternancia de cargas, tal como recomienda la norma CBH-87, para el cálculo de estructuras planas, el procedimiento consistirá en alternar las cargas de servicio en forma de tablero de ajedrez, los espacios cargados y no cargados estarán delimitados por las vigas de los entre pisos. Como sigue a continuación



Figura 3.11. Alternancia de cargas de servicio primera losa  
Fuente: CYPECAD

Este procedimiento de cargar alternadamente los forjados brinda una mayor idealización de la estructura en estado de servicio, y con lleva a calcular las envolventes con una mayor realidad.

### 3.5.1.3. Determinación de la Traslacionalidad

Antes de realizar el cálculo definitivo de la estructura se procede a verificar si esta es traslacional o no, para ello se realizó un pre cálculo con el programa CYPECAD, en este pre cálculo se realizó una iteración de las secciones de los elementos estructurales para determinar las dimensiones definitivas de las vigas y pilares, calculadas con la metodología de alternancia de cargas para determinar la suma total de las reacciones en los cimientos, bajo la hipótesis de cargas más desfavorables, asignando el valor de 1 como valor inicial para los coeficientes de pandeo de todos los pilares, los resultados son los siguientes:

**Tabla 3.7.**  
**Sumatorio de esfuerzos de pilares resumido del pre diseño**

Valores referidos al origen (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótesis	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Qx (kN)	Qy (kN)	T (kN·m)
Cimentación	-1.50	Peso propio	6982.6	107414	28895	-13.0	-4.2	78.9
		Cargas muertas	2481.3	44434	10642	-0.6	-0.2	-12.4
		Sobrecarga de uso	193.5	1408.6	2031.7	-12.6	-7.3	58.7
		CARGA VIVA (1)	1407.1	26555	6481.3	0.1	-0.8	-3.0
		CARGA VIVA (2)	1355.8	24169	4863.3	0.2	0.1	-5.0
		Viento +X	-1.9	359.2	-24.0	-10.7	-0.1	18.6
		Viento -X	1.9	-359.2	24.0	10.7	0.1	-18.6
		Viento +Y	-9.0	-74.8	922.9	0.3	-33.1	1982.4
		Viento -Y	9.0	74.8	-922.9	-0.3	33.1	-1982

Fuente: CYPECAD

Con esto se determinó una fuerza normal total de:

$$\sum N_{total} = 12908.6KN$$

Así mismo se realizó un pre dimensionado de los elementos hasta obtener un diseño libre de errores.

Se procede a calcular el módulo de elasticidad del concreto y las inercias de las columnas considerando la sección bruta del hormigón.

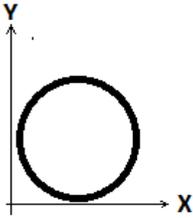
Módulo secante de elasticidad medio:

$$E_c = 9500^3 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

$$E_c = 9500^3 \sqrt[3]{21MPa + 8} = 29187MPa = 29187009.84KN/m^2$$

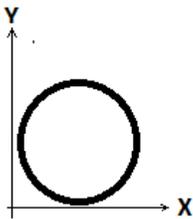
$$E_c = 29187009.84KN/m^2$$

Inercias X



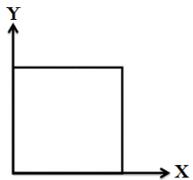
$$I_x = \frac{5 \cdot \pi \cdot D^4}{64} \cdot N^{\circ} \text{Columns}$$

$$Ix_1 = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.30^4}{64} \cdot 2 = 0.00398m^4$$



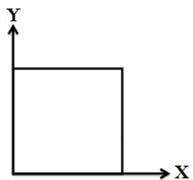
$$I_x = \frac{5 \cdot \pi \cdot D^4}{64} \cdot N^{\circ} \text{Columns}$$

$$Ix_2 = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.25^4}{64} \cdot 1 = 0.00096m^4$$



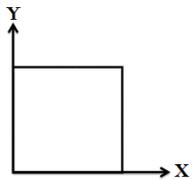
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columns}$$

$$Ix_3 = \frac{0.25m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 53 = 0.06901m^4$$



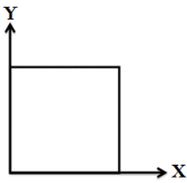
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columns}$$

$$Ix_4 = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 5 = 0.0135m^4$$



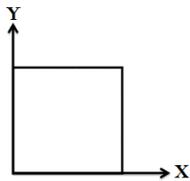
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columns}$$

$$Ix_5 = \frac{0.30m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 2 = 0.00858m^4$$



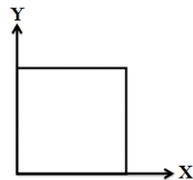
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{x_6} = \frac{0.35m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 2 = 0.00364m^4$$



$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{x_7} = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 4 = 0.0200m^4$$

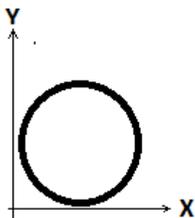


$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{x_8} = \frac{0.40m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 2 = 0.01143m^4$$

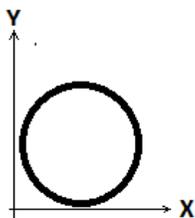
$$\sum I_{xTotal} = I_{x_1} + I_{x_2} + I_{x_3} + I_{x_4} + I_{x_5} + I_{x_6} + I_{x_7} + I_{x_8} + I_{x_9} = 0.1311m^4$$

Inercias Y



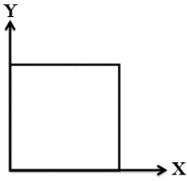
$$I_Y = \frac{5 \cdot \pi \cdot D^4}{64} \cdot N^{\circ} \text{Columnas}$$

$$I_{y_1} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.30^4}{64} \cdot 2 = 0.00398m^4$$



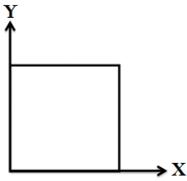
$$I_Y = \frac{5 \cdot \pi \cdot D^4}{64} \cdot N^{\circ} \text{Columnas}$$

$$I_{y_2} = \frac{5 \cdot \pi \cdot 0.25^4}{64} \cdot 1 = 0.00096m^4$$



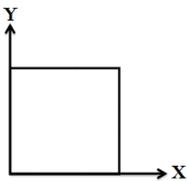
$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_3} = \frac{0.25m \cdot (0.25m)^3}{3} \cdot 53 = 0.06901m^4$$



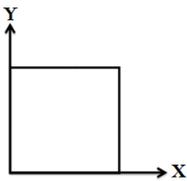
$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_4} = \frac{0.30m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 5 = 0.0135m^4$$



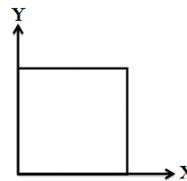
$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_5} = \frac{0.35m \cdot (0.30m)^3}{3} \cdot 2 = 0.0063m^4$$



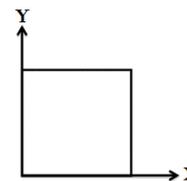
$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_6} = \frac{0.25m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 2 = 0.007146m^4$$



$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_7} = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{3} \cdot 4 = 0.0200m^4$$



$$I_Y = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot N^{\circ} \text{columnas}$$

$$I_{y_8} = \frac{0.35m \cdot (0.40m)^3}{3} \cdot 2 = 0.01493m^4$$

$$\sum I_{yTotal} = I_{Y1} + I_{Y2} + I_{Y3} + I_{Y4} + I_{Y5} + I_{Y6} + I_{Y7} + I_{Y8} + I_{Y9} = 0.13583m^4$$

La altura total del edificio es 7.65 m, el número de plantas incluida la planta de los cimientos es 3.

Con estos datos se procede a determinar si la estructura es traslacional o no, según la norma CBH-87.

Traslacionalidad en el eje X

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_C \cdot \sum I_y}} \leq 0.2 + 0.1 \cdot n$$

$$7.65m \cdot \sqrt{\frac{12908.6KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.1311m^4}} = 0.44 < 0.5$$

INTRASLACIONAL EJE X

Traslacionalidad en el eje Y

$$h \cdot \sqrt{\frac{\sum N}{E_C \cdot \sum I_x}} \leq 0.2 + 0.1 \cdot n$$

$$7.65m \cdot \sqrt{\frac{12908.6KN}{29187009.84KN/m^2 \cdot 0.13583m^4}} = 0.44 < 0.5$$

INTRASLACIONAL EJE Y

#### 3.5.1.4. Coeficientes de pandeo

Se realizará el cálculo de los coeficientes del pilar C35, desde la zapata hasta la primera losa en la dirección X, para el resto de columnas se presentará una tabla de resultados.

Coeficiente de pandeo Columna C35 eje X.

Pilar C35 desde la zapata hasta el sobre cimiento H=1,50 m.

Se asume el coeficiente  $\psi_A$  igual a 0 considerando empotramiento en la zapata.

Cálculo de  $\psi_B$ :

Inercias de vigas que concurren al nudo:

$$I_{x1} = \frac{0.18m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.000405m^4 \quad L = 4.3m$$

$$I_{y1} = \frac{0.30m \cdot (0.18m)^3}{12} = 0.000146m^4 \quad L = 5m$$

$$I_{y1} = \frac{0.30m \cdot (0.18m)^3}{12} = 0.000146m^4 \quad L = 4.7m$$

Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_x = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00125m^4 \quad L = 1.5m$$

$$I_x = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00125m^4 \quad L = 3.6m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.00125m^4}{1.5m} + \frac{0.00125m^4}{3.6m}}{\frac{0.000405m^4}{4.3m} + \frac{0.000146m^4}{5m} + \frac{0.000146m^4}{4.7m}} = 7.65$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0.64 + 1.4(0 + 7.65) + 3 \cdot 0 \cdot 7.65}{1.28 + 2(0 + 7.65) + 3 \cdot 0 \cdot 7.65} = 0.68$$

$$\alpha_{x1} = 0.68$$

Pilar C35 desde el sobre cimiento hasta la primera losa H=3.6 m. El coeficiente de restricción  $\psi_A$  es igual al  $\psi_B$  del pilar anterior entonces  $\psi_A = 7.65$

Cálculo de  $\psi_B$ :

Inercias de vigas que concurren al nudo:

$$I_{x1} = \frac{0.25m \cdot (0.40m)^3}{12} = 0.00133m^4 \quad L = 4.3m$$

$$I_{y1} = \frac{0.40m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00090m^4 \quad L = 5m$$

$$I_{y1} = \frac{0.40m \cdot (0.30m)^3}{12} = 0.00090m^4 \quad L = 4.7m$$

Inercias de columnas que concurren al nudo:

$$I_x = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00125m^4 \quad L = 3.6m$$

$$I_x = \frac{0.35m \cdot (0.35m)^3}{12} = 0.00125m^4 \quad L = 3.75m$$

$$\psi_B = \frac{\frac{0.00125m^4}{3.6m} + \frac{0.00125m^4}{3.75m}}{\frac{0.00133m^4}{4.3m} + \frac{0.00090m^4}{5m} + \frac{0.00090m^4}{4.7m}} = 1.00$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0.64 + 1.4(7.65 + 1) + 3 \cdot 7.65 \cdot 1}{1.28 + 2(7.65 + 1) + 3 \cdot 7.65 \cdot 1} = 0.86$$

$$\alpha_{x1} = 0.86$$

Con este mismo procedimiento se calcularon el resto de las columnas, cuantificando el coeficiente de pandeo en ambas direcciones de cada columna en cada nivel.

El resto de los coeficientes de pandeo de las columnas se encuentran tabulados en el apartado Anexos (Anexo I).

### 3.5.1.5. Cálculo de la junta de dilatación

$$\Delta L = \alpha \cdot L_o \cdot \Delta t$$

Donde

$$\Delta L = L_f - L_o \quad \text{Es la variación de longitud}$$

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \quad \text{Es el coeficiente de dilatación lineal}$$

$$\Delta t = t_f - t_o = 39.7 \text{ } ^\circ\text{C} - (-9.2 \text{ } ^\circ\text{C}) = 48.9 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Incremento de temperatura del hormigón}$$

$$L_{o1} = 26.01m$$

$$L_{o2} = 33.79m$$

$$\Delta L = 1,0 \times 10^{-5} /C \cdot 26.01m \cdot 48.9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta L = 1,0 \times 10^{-5} /C \cdot 33.79m \cdot 48.9 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta L = 0.013m$$

$$\Delta L = 0.016m$$

$$\Delta L_{total} = 0.013m + 0.016m = 0.029m$$

$$\Delta L_{total} = \frac{0.029m}{2} = 0.0145m$$

$$\Delta L_{total} = 1.45cm \approx 2cm$$

$$\Delta L_{total} = 2cm \text{ Constructivamente}$$

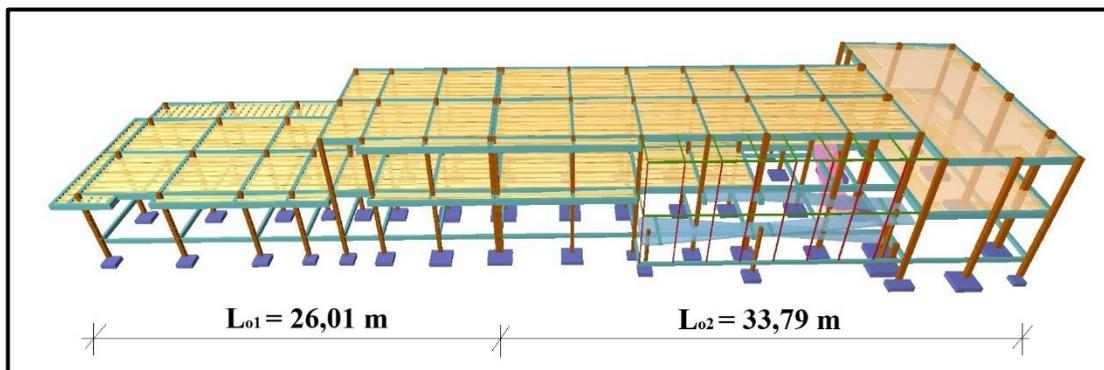


Figura 3.12. Figura para el cálculo de la junta de dilatación  
Fuente: CYPECAD

Con estos datos se procede a calcular la estructura definitiva.

### 3.5.2. Elementos más solicitados

Una vez calculado todo el edificio haciendo uso del programa CYPECAD en una computadora portátil TOSHIBA modelo Satélite CORE I-7, se revisaron los resultados de los esfuerzos en cada una de las piezas estructurales y se compararon para designar los elementos más solicitados de toda la edificación, como resultado se muestran en el siguiente grafico un croquis donde se pueden ubicar las piezas estructurales que serán analizadas:

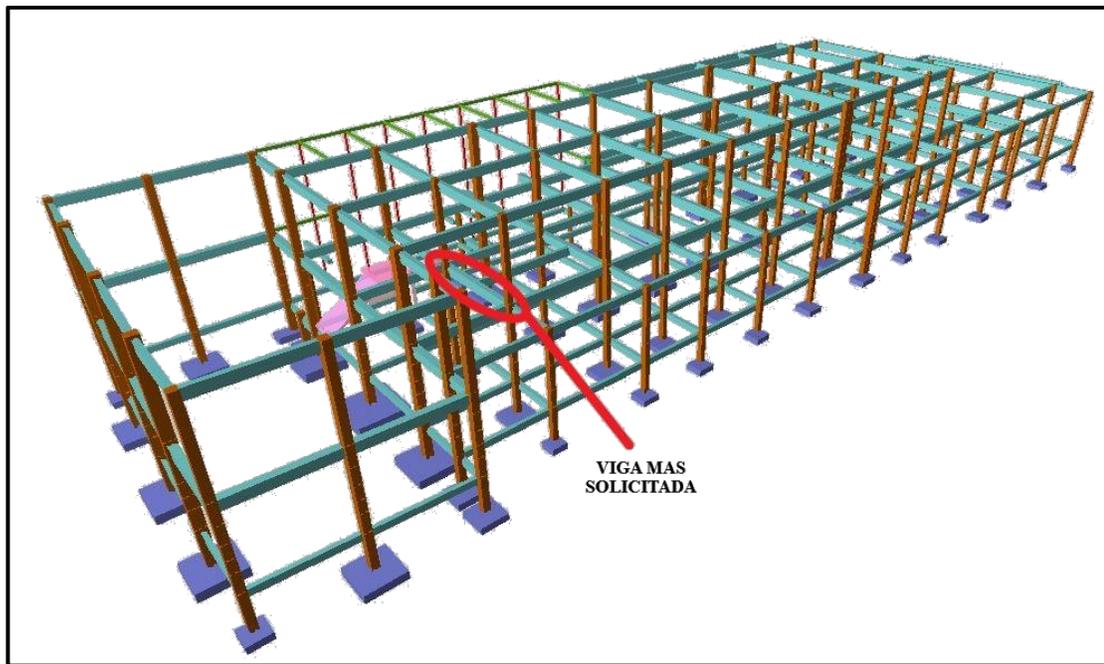


Figura 3.13. Viga más solicitada entre C20 – C36 primera losa  
Fuente: CYPECAD

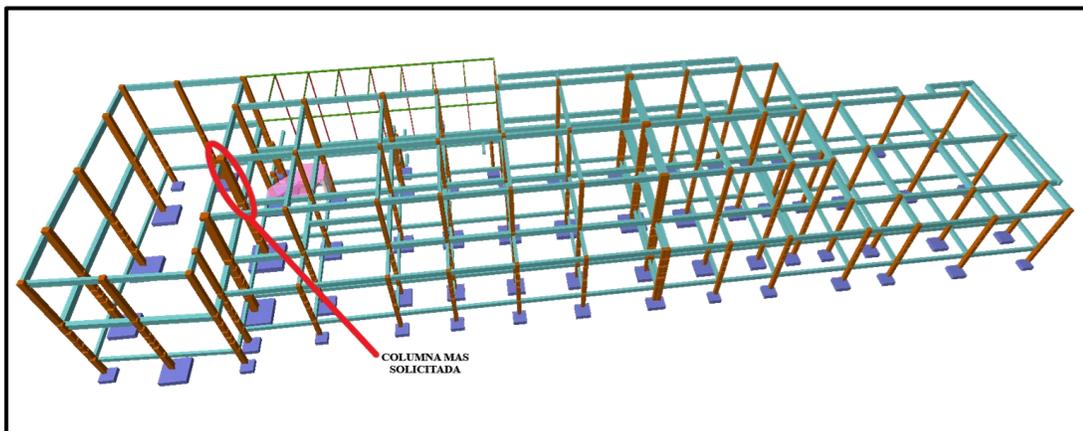


Figura 3.14. Columna más solicitada C35  
Fuente: CYPECAD

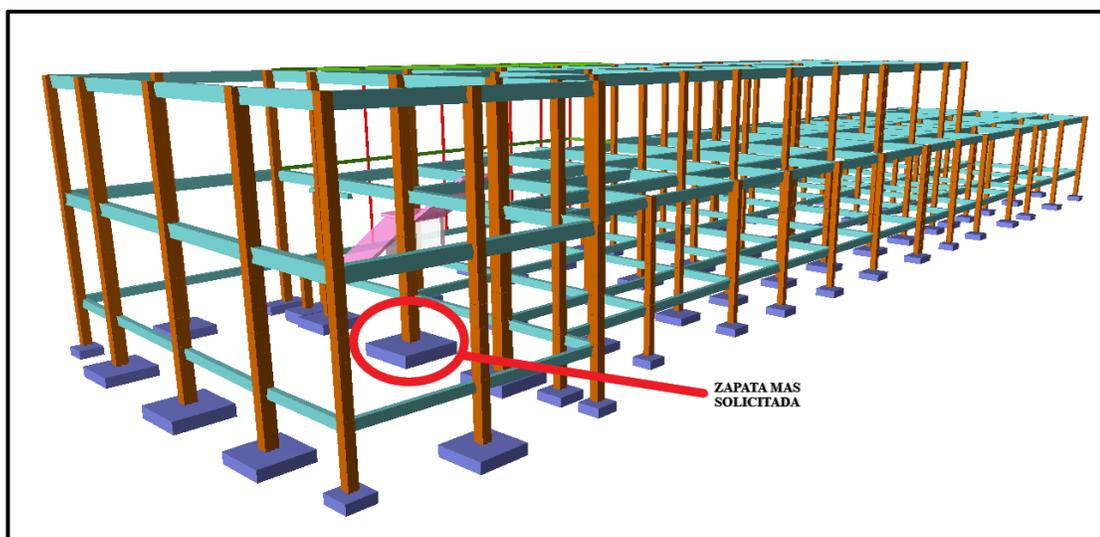


Figura 3.15. Zapata más solicitada C35  
Fuente: CYPECAD

Para propósitos analíticos y verificación revisar el anexo (Anexo III), con los cuales se puede decir que los elementos más solicitados son los que se denominan en la siguiente tabla:

**Tabla 3.8.**  
**Elementos más solicitados**

Elemento	Ubicación
Viga	Entre las columnas C20 – C36 primera losa
Columna	C35 a nivel de planta alta
Zapata	De la columna C35

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.3. Esfuerzos de cálculo de los elementos más solicitados

Con los resultados del cálculo se revisaron y compararon los esfuerzos de todos los elementos estructurales y se llegó a determinar los esfuerzos más grandes, de los resultados de las envolventes, con los cuales el programa realizó el diseño estructural los cuales se muestran a continuación:

### 3.5.3.1. Viga

Los esfuerzos de cálculo en los E.L.U. vienen dados por las envolventes:

Estos son los esfuerzos con los cuales se diseñará la viga en los E.L.U. Estados Limites Últimos.

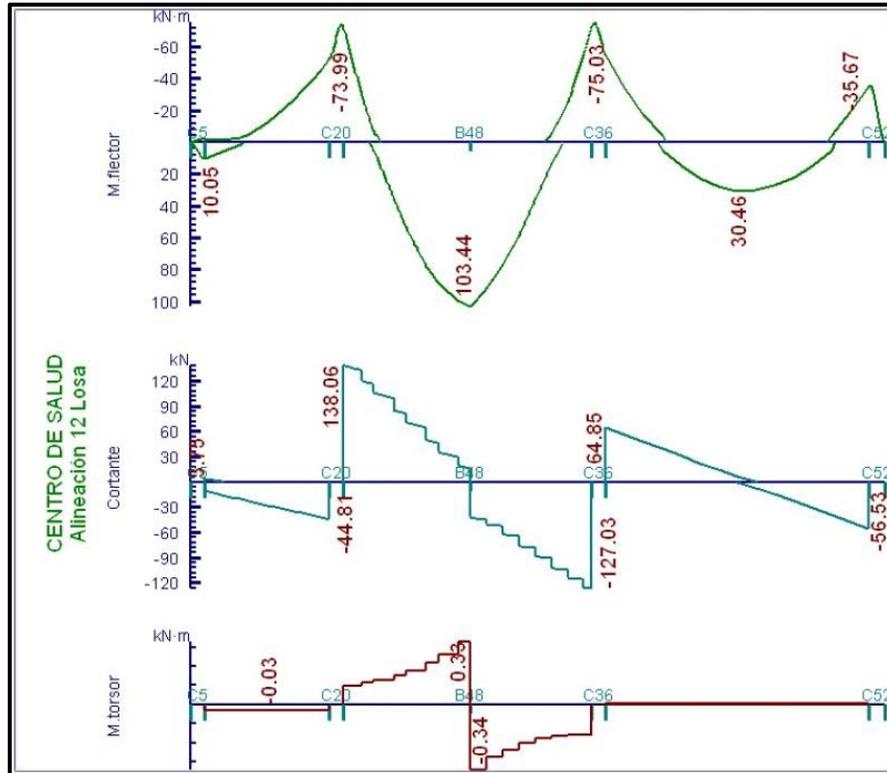


Figura 3.16. Envolventes de M, V, T.

Fuente: CYPECAD

### 3.5.3.2. Columna

El programa dimensionó el pilar más solicitado en E.L.U. Estados Limites Últimos:

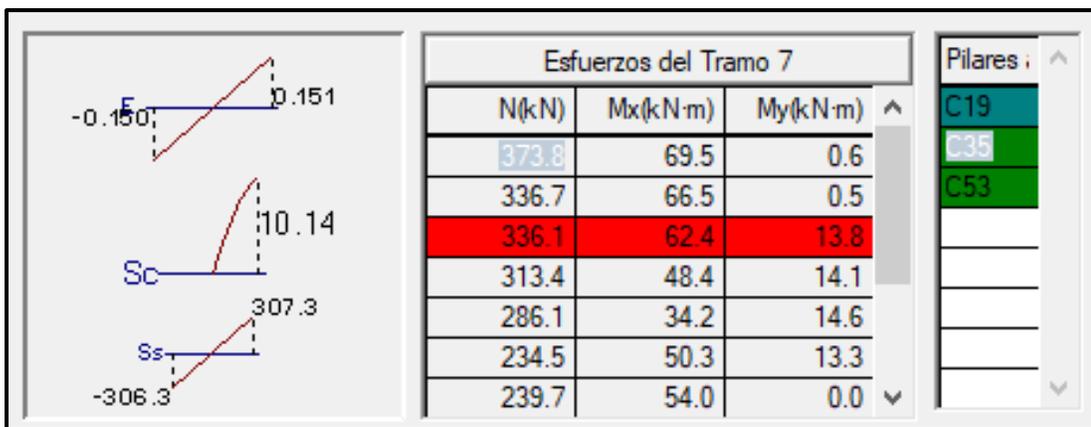


Figura 3.17. Esfuerzos de diseño de la columna C35

Fuente: CYPECAD

### 3.5.3.3. Zapata

Para la zapata elegida sus esfuerzos de cálculo en E.L.U. Estados Limites Últimos son:

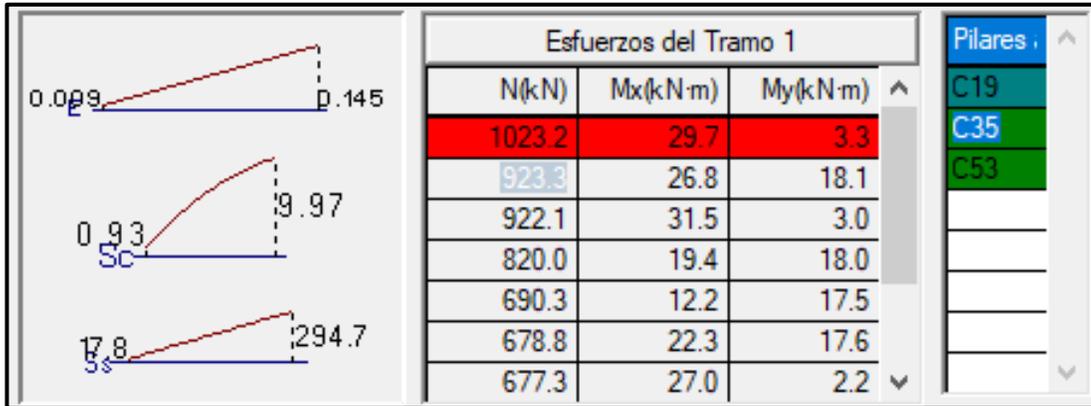


Figura 3.18. Esfuerzos de diseño de la zapata C35

Fuente: CYPECAD

### 3.5.3.4. Losa

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

## 3.6. Análisis y diseño de los elementos estructurales

Ya fueron designados las piezas más solicitadas en el análisis estructural, y se presentaron las solicitaciones con las cuales fueron diseñadas por el programa, ahora se procederá a un cálculo manual con los datos de los esfuerzos y secciones definidas, con el objeto de corroborar el cálculo del programa CYPECAD.

### 3.6.1. Viga

Los cálculos y diseño serán realizados para los estados limites últimos E.L.U. y para los estados límites de servicio E.L.S.

#### 3.6.1.1. Diseño en E.L.U.

Se verificarán las armaduras necesarias para resistir los máximos esfuerzos mayorados.

### 3.6.1.1.1. Diseño a flexión

Diseño de positivos:

Datos:

$$\begin{aligned}M_d &= 103.44 \text{ KN}\cdot\text{m} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\h &= 0.40 \text{ m} & f_{yk} &= 400 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\d &= 0.36 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2 \\L &= 4.70 \text{ metros (longitud)}\end{aligned}$$

Solución:

Comprobación de la armadura de compresión:

$$\begin{aligned}M_d &< 0.252 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \\M_d &< 0.252 \cdot 0.25\text{m} \cdot (0.36\text{m})^2 \cdot (14000\text{KN/m}^2) \\103.44 \text{ KN} \cdot \text{m} &< 114.31 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{OK}\end{aligned}$$

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$\begin{aligned}y &= d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \\y &= 0.36\text{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{103.44 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.25\text{m} \cdot (0.36\text{m})^2 \cdot 14000\text{KN/m}^2}} \right) = 0.1149 \text{ m} \\y &= 11.49 \text{ cm}\end{aligned}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$\begin{aligned}U &= A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd} \\A_s \cdot f_{yd} &= 0.85 \cdot 0.25\text{m} \cdot 0.1149\text{m} \cdot 14000\text{KN/m}^2 = 341.91 \text{ KN} \\U &= A_s \cdot f_{yd} = 379.00 \text{ KN}\end{aligned}$$

De la tabla 8.9 del libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya:

$$5\phi 16 = 349.70 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad 349.70 \text{ KN} > 341.91 \text{ KN} \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo:

$$A_s = 5\phi 16$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{341.91 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.000983 \text{ m}^2$$

$$A_s = 9.83 \text{ cm}^2$$

Diseño de los negativos: (Izquierda)

Datos:

$$M_d = 73.99 \text{ KN.m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.70 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.36 \text{ m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{73.99 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot (0.36 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.0774 \text{ m}$$

$$y = 7.74 \text{ cm}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.0774 \text{ m} \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 = 230.28 \text{ KN}$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 230.28 \text{ KN}$$

$$2\phi 10 = 54.6 \text{ KN}$$

$$2\phi 20 = 218.15 \text{ KN} \Rightarrow 272.75 \text{ KN} > 230.28 \text{ KN} \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo:

$$A_s = 2\phi 10 \wedge 2\phi 20$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{230.28 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.000662 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6.62 \text{ cm}^2$$

Diseño de los negativos: (Derecha)

Datos:

$$M_d = 75.03 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.70 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Profundidad eje neutro y equivalente:

$$y = d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$y = 0.36 \text{ m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{75.03 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.425 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot (0.36 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2}} \right) = 0.0786 \text{ m}$$

$$y = 7.86 \text{ cm}$$

Capacidad mecánica de las armaduras:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}$$

$$A_s \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.0786 \text{ m} \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 = 233.97 \text{ KN}$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 233.97 \text{ KN}$$

$$2\phi 10 = 54.60 \text{ KN}$$

$$2\phi 20 = 218.15 \text{ KN} \Rightarrow 272.75 \text{ KN} > 233.97 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

Refuerzo:

$$A_s = 2\phi 10 \wedge 2\phi 20$$

Área de aceros necesaria:

$$A_s = \frac{U}{f_{yd}} = \frac{233.97 \text{ KN}}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.000673 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6.73 \text{ cm}^2$$

Dominio de deformación:

$$x = \frac{y}{0.80} = \frac{0.11 \text{ m}}{0.80} = 0.16 \text{ m}$$

$$x_{\min} = 0.259 \cdot d = 0.259 \cdot 0.36 = 0.09 \text{ m}$$

$$x_{\lim} = \frac{d}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot f_{yd}} = \frac{0.36 \text{ m}}{1 + 1.42 \times 10^{-3} \cdot 347.83 \text{ MPa}} = 0.24 \text{ m}$$

DOMINIO 3

$$\underline{0.09 \text{ m} < 0.14 \text{ m} < 0.24 \text{ m}}$$

Cuantías geométricas mínimas:

$$\rho_{\min} = 0.0033 \text{ Para vigas (Norma CBH-87).}$$

Positivos:

$$\rho_{\text{positivos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9.83 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 36 \text{ cm}} = 0.0109$$

$$0.0033 \leq 0.0109 \quad \text{OK}$$

Negativos: (Izquierda)

$$\rho_{\text{negativos}} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.62 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm} \cdot 36 \text{ cm}} = 0.0074$$

$$0.0033 \leq 0.0074 \quad \text{OK}$$

Negativos: (Derecha)

$$\rho_{negativos} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.73cm^2}{25cm \cdot 36cm} = 0.0075$$
$$0.0033 \leq 0.0075 \quad \mathbf{OK}$$

Cuantías mecánicas mínimas según CBH-87:

$$A_s > 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_c = 0.04 \cdot \frac{14000KN/m^2}{347826.087KN/m^2} \cdot 0.25m \cdot 0.40m = 0.000161m^2$$

$$A_s > 1.61cm^2$$

Positivos

$$\underline{9.83cm^2 > 1.61cm^2} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Izquierda)

$$\underline{6.62cm^2 > 1.61cm^2} \quad \mathbf{OK}$$

Negativos (Derecha)

$$\underline{6.73cm^2 > 1.61cm^2} \quad \mathbf{OK}$$

### 3.6.1.1.2. Diseño a cortante

Cortante Izquierda

Datos:

$$Q_d = 138.06 \text{ KN}$$

$$f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.50$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa} / 1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 400 \text{ MPa} / 1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$$

$$L = 4.70 \text{ metros (longitud)}$$

Solución:

Se deben realizar las siguientes verificaciones:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

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

$$V_{rd} = V_d = 138.06 \text{ KN}$$

Verificación del cortante  $V_{u1}$ :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{m} \cdot 0.36 \text{m} = 378.00 \text{KN}$$

$$\underline{138.06 \text{KN} < 378.00 \text{KN}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante  $V_{u2}$ :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{MPa})^2} = 0.997 \text{MPa} = 997.12 \text{KN/m}^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{m} \cdot 0.36 \text{m} = 89.74 \text{KN}$$

$$\underline{134.11 \text{KN} < 89.74 \text{KN}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{su} = V_d - V_{u2} = 134.11 \text{KN} - 89.74 \text{KN}$$

$$\underline{V_{su} = 44.37 \text{KN}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{134.11 \text{KN}}{378.00 \text{KN}} = 0.35$$

$$0.20 < 0.35 < 0.67 \Rightarrow \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.6 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 371, con la siguiente relación.

$$\text{Estrizo } 2 \text{ } \varnothing 8 \quad \frac{s}{d} = 0.55 \quad \Rightarrow \quad u = 57.2 \text{KN}$$

$$\underline{57.2 \text{KN} > 44.37 \text{KN}} \quad \text{OK}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.55$$

$$s = 0.55 \cdot d = 0.55 \cdot 0.36 \text{m} = 0.19 \text{m}$$

Refuerzo

$$\underline{\text{estribos } \varnothing 8 \text{c}/15 \text{cm}}$$

## Cortante Derecha

Datos:

$$\begin{aligned} Q_d &= 127.03 \text{ KN} & f_{ck} &= 21 \text{ MPa} & \gamma_c &= 1.50 \\ h &= 0.40 \text{ m} & f_{yk} &= 400 \text{ MPa} & \gamma_s &= 1.15 \\ d &= 0.36 \text{ m} & f_{cd} &= 21 \text{ MPa}/1.50 = 14 \text{ MPa} = 14000 \text{ KN/m}^2 \\ b &= 0.25 \text{ m} & f_{yd} &= 400 \text{ MPa}/1.15 = 347.82 \text{ MPa} = 347826.087 \text{ KN/m}^2 \\ L &= 4.70 \text{ metros (longitud)} \end{aligned}$$

Solución:

Se deben realizar las siguientes verificaciones:

$$V_d < V_{u1}$$

$$V_d < V_{u2}$$

$$V_{rd} = V_d = 127.03 \text{ KN}$$

Verificación del cortante  $V_{u1}$ :

$$V_{u1} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0.30 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.36 \text{ m} = 378.00 \text{ KN}$$

$$\underline{127.03 \text{ KN} < 378.00 \text{ KN}} \quad \text{OK}$$

Verificación del cortante  $V_{u2}$ :

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21 \text{ MPa})^2} = 0.997 \text{ MPa} = 997.12 \text{ KN/m}^2$$

$$V_{u2} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 997.12 \text{ KN/m}^2 \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.36 \text{ m} = 89.74 \text{ KN}$$

$$\underline{115.82 \text{ KN} < 89.74 \text{ KN}} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Armadura de refuerzo a cortante

$$V_{su} = V_d - V_{u2} = 115.82 \text{ KN} - 89.74 \text{ KN}$$

$$\underline{V_{su} = 26.08 \text{ KN}}$$

Separación Estribos

$$\frac{V_d}{V_{u1}} = \frac{115.82 \text{ KN}}{378.00 \text{ KN}} = 0.29$$

$$0.20 < 0.31 < 0.67 \Rightarrow \frac{s}{d} \leq 0.6$$

Entrando en tabla 19.6 del libro Hormigón Armado Jiménez Montoya 14 edición, pág. 371, con la siguiente relación.

$$\text{Estribo } 2 \varnothing 6 \quad \frac{s}{d} = 0.40 \quad \Rightarrow \quad u = 44.3KN$$

$$\underline{44.3KN > 26.08KN} \quad \mathbf{OK}$$

Separación

$$\frac{s}{d} = 0.40$$

$$s = 0.60 \cdot d = 0.40 \cdot 0.36m = 0.14m$$

Refuerzo

$$\underline{\text{estribos } \varnothing 6c/10cm}$$

### 3.6.1.2. Comprobación en E.L.S.

#### 3.6.1.2.1. Verificación de deformaciones máximas.

Se verifican las deformaciones máximas producidas por las cargas de servicio y peso propio.

Datos:

$g_r = 22.20$  KN/m Carga permanente repartida que actúa sobre el elemento

$q_r = 11.78$  KN/m Carga variable repartida que actúa sobre el elemento

Para comprobación y obtención de estos datos ver (ANEXO III)

$L = 4.70$  m Longitud

$\epsilon_y =$  Alargamiento unitario del acero

Verificación para Estados Límites de Servicio

$$d \geq 30 \cdot \epsilon_y \cdot l_i$$

$$0.36m \geq 30 \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 4.70m)$$

$$\underline{0.36m > 0.30m} \quad \mathbf{OK}$$

$$d \geq 50 \cdot \frac{g}{g + q} \cdot E_Y \cdot l_i$$

$$0.36 \geq 50 \cdot \frac{22.20KN/m}{22.20KN/m + 11.78KN/m} \cdot 0.0035 \cdot (0.6 \cdot 4.70m)$$

$$\underline{0.36m > 0.32m} \quad \mathbf{OK}$$

Realizadas las comprobaciones del artículo 8.5.3 de la norma CBH-87, no será necesaria la comprobación de la flecha.

### 3.6.1.2.2. Comprobación de torsión

En primer lugar, se procederá a calcular la tensión tangencial máxima en la viga, para eso es necesario conocer el momento resistente a torsión ( $W_t$ ). Éste es:

$$W_t = \beta * b^2 * h$$

Entrando a la tabla 2.6, tenemos que  $\beta = 0.234$ . Por lo tanto:

$$W_t = 0.234 * (0.25m)^2 * 0.40m$$

$$W_t = 0.00585m^3$$

Datos:

$$T = 0.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$W_t = 0.00585 \text{ m}^3$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{T}{W_t}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{0.34\text{KN} \cdot \text{m}}{0.00585\text{m}^3}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 58.12\text{KN}/\text{m}^2$$

Teniendo el valor de la tensión tangencial máxima, debe comprobarse la siguiente condición para saber si es necesario calcular la armadura a torsión.

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq \frac{f_{ct}}{3} \quad \text{Si lleva estribos}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq \frac{f_{ct}}{4} \quad \text{Si no lleva estribos}$$

En este caso si se dispone de estribos. Por lo tanto, la comprobación se hará con la primera inecuación.

$$\tau_{m\acute{a}x} \leq \frac{f_{ct}}{3}$$

$$f_{ct} = 0.21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{ct} = 0.21 \sqrt[3]{(21\text{MPa})^2} = 1.598\text{MPa} = 1598 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$58.12 \text{ KN/m}^2 \leq \frac{1598 \text{ KN/m}^2}{3}$$

$$58.12 \text{ KN/m}^2 \leq 532.67 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

De esta forma, se comprueba que no es necesario una armadura adicional para soportar las tensiones tangenciales producidas por el momento torsor, puesto que el hormigón puede resistir por sí solo las mismas.

### 3.6.2. Columna

El diseño se basa en la determinación de una armadura simétrica en los E.L.U. con una sección dada:

Datos:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{0.35 \text{ cm} \cdot (0.35 \text{ cm})^3}{12} = 0.00125 \text{ m}^4$$

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

$$I_y = \frac{0.35 \text{ cm} \cdot (0.35 \text{ cm})^3}{12} = 0.00125 \text{ m}^4$$

$$N_d = 336.1 \text{ KN}$$

$$A = 0.35 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} = 0.1225 \text{ m}^2$$

$$L = 3.6 \text{ m (longitud)}$$

$$M_{xd} = 62.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{yd} = 13.80 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_x = 0.86 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

$$\alpha_y = 0.84 \text{ Coeficiente de pandeo}$$

Por lo tanto, la longitud de pandeo  $l_0$  es:

$$l_{0x} = \alpha_x \cdot L$$

$$l_{0x} = 0.86 \cdot 3.60 = 3.10 \text{ m}$$

$$l_{0y} = \alpha_y \cdot L$$

$$l_{0y} = 0.84 \cdot 3.60 = 3.02 \text{ m}$$

La esbeltez mecánica será:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{\alpha \cdot L}{\sqrt{\left(\frac{I}{A}\right)}}$$

$$\lambda_x = \frac{3.10}{\sqrt{\frac{0.00125}{(0.35 \cdot 0.35)}}}$$

$$\lambda_x = 30.69$$

$$\lambda_y = \frac{3.02}{\sqrt{\frac{0.00125}{(0.35 \cdot 0.35)}}}$$

$$\lambda_y = 29.90$$

La esbeltez en ambos ejes es menor a 35 se trata de una columna corta, Por este motivo no es necesario calcular las excentricidades de 2do orden.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{13.80 \text{ KN} \cdot \text{m}}{336.10 \text{ KN}} = 0.041 \text{ m} = 4.10 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{62.40 \text{ KN} \cdot \text{m}}{336.10 \text{ kg}} = 0.1856 \text{ m} = 18.56 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

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

$$e_a = \frac{h}{20} = \frac{35}{20} = 1.75 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

La excentricidad de cálculo será:

$$e_{(xy)\text{máx}} = e_o + e_a$$

$$e_{(x)\text{máx}} = 4.10 + 2 = 6.10 \text{ cm.}$$

$$e_{(y)\text{máx}} = 18.56 + 2 = 20.56 \text{ cm.}$$

Los esfuerzos reducidos serán:

$$\nu = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} = \frac{336.10}{14000 \cdot 0.35 \cdot 0.35} = 0.196$$

$$\mu_x = \frac{N_d * e_x}{f_{cd} * A_c * h} = \frac{336.10 \cdot 0.0610}{14000 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot 0.35} = 0.036$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_y}{f_{cd} \cdot A_c \cdot b} = \frac{336.10 \cdot 0.2056}{14000 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot 0.35} = 0.115$$

Con estos valores se entra en el ábaco en roseta para secciones rectangulares

Como  $\mu_y > \mu_x$

$\mu_1 = \mu_y$  y  $\mu_2 = \mu_x$

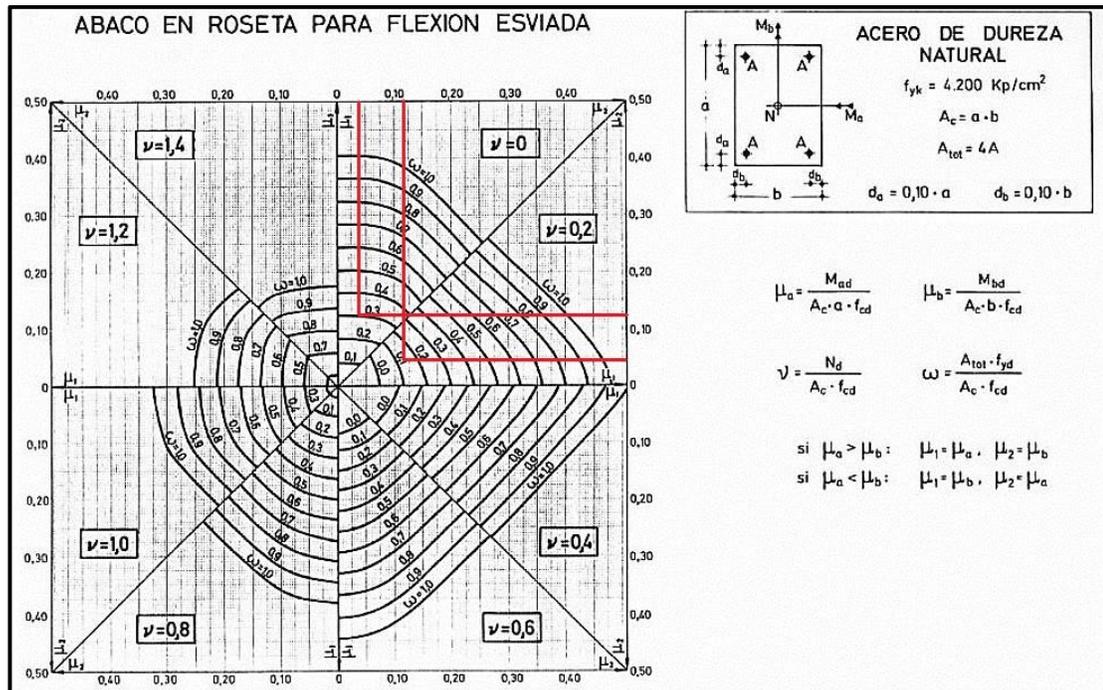


Figura 3.19. Momentos adimensionales en roseta de flexión esviada

Fuente: Elaboración propia

$$\nu = 0.0 \quad \omega = 0.30$$

$$\nu = 0.2 \quad \omega = 0.15$$

Interpolando:

$$\nu = 0.196 \Rightarrow \omega = 0.156$$

La armadura necesaria será:

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

$$A_s = \frac{0.156 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot 14000}{347826.087}$$

$$A_s = 0.00769 = 7.69 \text{ cm}^2$$

Se utilizará: 4  $\Phi$  16 mm (esquinas)

$$A_{s\phi 16} = 4 * 2.01 \text{ cm}^2 = 8.04 \text{ cm}^2 > 7.69 \text{ cm}^2$$

Adoptado = 4  $\Phi$ 16

CYPECAD = 4  $\Phi$ 16

### Armadura transversal

La separación que tendrá la armadura transversal será:

$$s \leq \begin{cases} 0.85d = 0.85 * 32 \text{ cm} = 27.2 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 15\phi_{long} = 15 * 1.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adoptará 20 cm

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4}\phi_{long} = \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Diámetro del estribo 6 mm

Se utilizará:  $\Phi$  6mm c/20 cm

### 3.6.3. Zapata

El diseño de las cimentaciones de este proyecto fue mediante una fundación superficial con zapatas aisladas.

Datos:

$$N_d = 1023.20 \text{ KN}$$

$$\sigma_{adm} = 0.15 \text{ MPa} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{dx} = 29.70 \text{ KN.m}$$

$$Q_x = 18.79 \text{ KN}$$

$$N = 639.50 \text{ KN}$$

$$M_x = 18.56 \text{ KN}$$

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\beta = \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 150 \text{ KN/m}^2}{100} = 0.11$$

$$A = a \cdot b = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{639.50 \text{ KN} \cdot (1 + 0.11)}{150 \text{ KN/m}^2}$$

$$A = a \cdot b = 4.73 \text{ m}^2$$

$$A = a \cdot b \Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{4.73m^2} = 2.17m \approx 2.20m$$

$$\underline{a = b = 2.20m}$$

Canto útil:

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{1023.2KN}{2.20m \cdot 2.20m} = 211.40KN/m^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 211.40KN/m^2}{211.40KN/m^2 + 370} \cdot \left( \frac{2.20m - 0.35m}{2} \right) = 0.37m$$

$$d = 37cm \approx 40cm$$

$$\underline{d = 40cm} \quad (\text{Constructivo})$$

Canto Total

$$h_T = d + r = 40cm + 5cm = 45cm$$

Las dimensiones que se asumirán serán las que fueron propuestas en los resultados del programa por motivo de mayor seguridad.

Dimensiones

$$a = b = 2.40m$$

$$d = 0.45m$$

$$h = 0.50m$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(2.40m - 0.35m)}{2} < 2 \cdot 0.50m$$

$$1.03m > 1.00m \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación de los esfuerzos en el terreno, libro Jiménez Montoya 14 edición  
pág. 507

$$n_{relativa} = \frac{e}{a}$$

$$N = P_{zapata} = V \cdot \gamma_H = (2.40m \cdot 2.40m \cdot 0.50m) \cdot \frac{25KN}{m^3} = 72.00KN$$

$$N_T = N + P_{zapata} = 639.50KN + 72.00KN = 711.50KN$$

$$e = \frac{M_x}{N_T} = \frac{18.56KN \cdot m}{711.50KN} = 0.026m$$

Excentricidad relativa

$$n_{relativa} = \frac{e}{a} = \frac{0.0261m}{2.40m} = 0.0109$$

$$n \leq \frac{1}{90}$$

$$0.0109 \leq 0.011$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{N}{a \cdot b} \leq 150KN/m^2$$

$$\frac{639.13KN}{2.40m \cdot 2.40m} \leq 150KN/m^2$$

$$\underline{110.95KN/m^2 \leq 150KN/m^2}$$

### 3.6.3.1. Comprobación al vuelco

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \frac{a}{2}}{M + Q \cdot h} = \frac{639.50KN \cdot \frac{2.40m}{2}}{18.56KN \cdot m + 18.79KN \cdot 0.35m} = 30.51$$

$$\underline{32.97 \geq 1.5} \quad \mathbf{OK}$$

### 3.6.3.2. Comprobación al deslizamiento

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} \geq 1.5$$

$$\frac{(N + G) \tan \phi_d}{Q} = \frac{639.50KN \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 25^\circ\right)}{18.79KN} = 10.19$$

$$\underline{10.19 \geq 1.5} \quad \mathbf{OK}$$

### 3.6.3.3. Comprobación a punzonamiento

Esta comprobación solo será necesaria si se da esta condición:

$$\frac{v}{h} > 3.5$$
$$\frac{v}{h} = \frac{1.03m}{0.5m} = 2.05$$
$$\underline{2.05 < 3.5}$$

Por lo tanto, la comprobación a punzonamiento no es necesaria en esta zapata.

### 3.6.3.4. Diseño a flexión

En dirección X = Y

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b \cdot (v_a + 0.15a_o)^2$$
$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{1023.2KN}{2.40m \cdot 2.40m} = 177.64KN/m^2$$
$$M_d = \frac{177.64KN/m^2}{2} \cdot 2.40m \cdot \left( \left( \frac{2.40m - 0.35}{2} \right) + 0.15 \cdot 0.35m \right)^2$$
$$M_d = 247.49KN \cdot m$$
$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{247.49KN \cdot m}{2.40m \cdot (0.45m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0364$$
$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0364 \cdot (1 + 0.0364) = 0.0377$$
$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.0377 \cdot 2.40m \cdot 0.45m \cdot 14000KN/m^2$$
$$U = 570.40KN$$
$$A_s = \frac{570.40KN}{347826.087KN/m^2} = 0.00164m^2 = 16.40cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{min} = 0.0020$$
$$A_{s\ min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 2.40m \cdot 0.45m = 0.00216m^2 = 21.60cm^2$$
$$\underline{A_s = 21.60cm^2}$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.00216m^2 \cdot 347826.087KN/m^2 = 751.30KN$$

$$11\phi 16 = 769.2KN \Rightarrow 769.2KN > 751.30KN \quad \mathbf{OK}$$

Separación:

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{n - 1} = \frac{2.40m - 2 \cdot 0.05m}{11 - 1} = 0.23cm \approx 22.5cm$$

11φ16c/22.5cm

### 3.6.3.5. Diseño a cortante

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225m \text{ Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d \cdot (1 + 4.5\eta)}{a \cdot b} = \frac{1023.2KN}{2.40m \cdot 2.40m} = 177.64KN/m^2$$

$$V_d = 177.64KN/m^2 \cdot 2.40m \cdot \left( \frac{2.40m - 0.35m}{2} - 0.45m \right) = 245.14KN$$

Comprobación de cortante:

$$V_d \leq b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$b_2 = b_o + d = 0.35m + 0.45m = 0.80m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (1.025m - 0.225m) = 1.20m$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.9971MPa = 997.12KN/m^2$$

$$245.14KN \leq 0.80m \cdot 1.20m \cdot 997.12KN/m^2$$

245.14KN ≤ 957.24KN     **OK**

### 3.6.4. Losa

#### 3.6.4.1. Losa Alivianada

La losa a ser calculada es un forjado aligerado, de viguetas pretensadas con aligerante de plastoformo.

Datos:

$a = 22$  cm mitad del ancho del complemento

$h = 20$  cm canto de la bovedilla

Solución:

Altura de la carpeta de compresión:

$$h_o \geq 3cm \geq \frac{1}{6} \cdot a \quad \frac{1}{6} \cdot a = \frac{1}{6} \cdot 22cm = 3.66cm$$

Se asume una carpeta de compresión de 5 cm:

$$\underline{5cm \geq 3cm \geq 3.66cm} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Comprobación de la flecha:

No se comprueba la flecha si se cumple la relación canto/luz de la **tabla 9.9.10.4.3b** según la CBH-87.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{24}$$
$$\frac{H}{L} = \frac{0.25m}{4m} = 0.062 \quad \frac{1}{24} = 0.0416$$
$$\underline{0.062 \geq 0.0416} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Armadura de reparto:

Según la **tabla 9.9.10.4.3 a** de la norma CBH-87. Para:  $h_o = 5$  cm

$$A_s = 0.72cm^2/m$$

Refuerzo con las dimensiones mínimas de malla:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$

$$1.41cm^2 > 0.79cm^2$$

$$\underline{\phi 6c/25cm}$$

Armadura transversal de reparto:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

$$\frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} = \frac{50 \cdot 5cm}{347.82MPa} = 0.718cm^2/m$$

$$\frac{200}{f_{yd}} = \frac{200}{347.82MPa} = 0.575cm^2/m$$

$$A_s = 0.72cm^2/m$$

Refuerzo:

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (0.6cm)^2 \cdot 5 = 1.41cm^2$$

$$1.41cm^2 > 0.72cm^2$$

φ6c/25cm

### 3.6.4.2. Losa Casetonada

Dimensiones sector de losa:

Largo (intereje)  $L_x = 8.24 \text{ m} = 824 \text{ cm}$

Ancho (intereje)  $L_y = 4.70 \text{ m} = 470 \text{ cm}$

#### Determinación de la altura de la losa ( $h_{LR}$ )

$$(1) h_{LR} \geq \frac{L}{25} \quad (\text{Jiménez Montoya})$$

$$h_{LR} \geq \frac{L}{25} = \frac{824 \text{ cm}}{25} = 32.96 \text{ cm}$$

$$(2) \frac{L}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{L}{20} \quad (\text{REGALADO Florentino. Los Forjados Reticulares})$$

$$\frac{824 \text{ cm}}{24} \leq h_{LR} \leq \frac{824 \text{ cm}}{20}$$

$$34.33 \text{ cm} \leq h_{LR} \leq 41.20 \text{ cm}$$

$$(3) h_{LR} = \frac{h_{min}}{0.58} \quad \text{pero:}$$

$$h_{min} = \frac{\sum \text{Lados continuos} + (\sum \text{Lados discontinuos}) * 1.25}{200} + 2.5 \text{ cm}$$

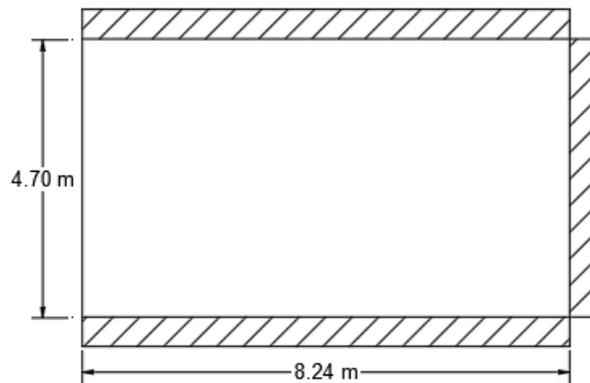


Figura 3.20. Representación gráfica en planta de la losa analizada

Fuente: Elaboración propia

$$h_{min} = \frac{824 + 824 + 470 + (470) * 1,25}{200} + 2,5 \text{ cm}$$

$$h_{min} = 16.03 \text{ cm}$$

$$h_{LR} = \frac{17.8}{0,58} = 27.63 \text{ cm}$$

La altura adoptada es:

$$h_{LR} = 35 \text{ cm}$$

De tal manera que las dimensiones del elemento aligerante (casetón perdido de poliestireno) son:

$$a = b = 40 \text{ cm} \text{ (Ancho igual al largo)}$$

Casetón 40x40x30 cm

**Espesor de la carpeta de compresión ( $e_L$ )**

$$e_L = 5 \text{ cm}$$

$$h = h_{LR} - e_L = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

**Ancho del nervio ( $b_N$ )**

$$b_N = \frac{h_{LR}}{4} = \frac{35 \text{ cm}}{4} = 8.75 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

$$b_N = 10 \text{ cm} \text{ Asumido}$$

**Separación entre nervios ( $s_1$ )**

$$s_1 = 0.50 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

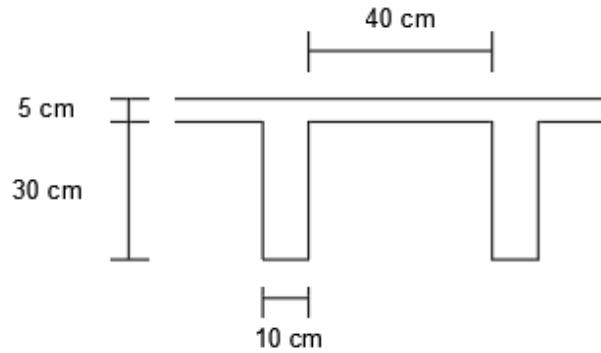


Figura 3.21. Parámetros geométricos de la losa  
Fuente: Elaboración propia

Se diseñará como placa de 1 m de ancho.

Recubrimiento mecánico  $rm$ :

$$rm \leq r_{\text{minimo}} + \phi_{\text{base}} + \frac{\phi_{\text{base}}}{2}$$

$$rm \leq 3 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + \frac{1 \text{ cm}}{2} = 4.5 \text{ cm}$$

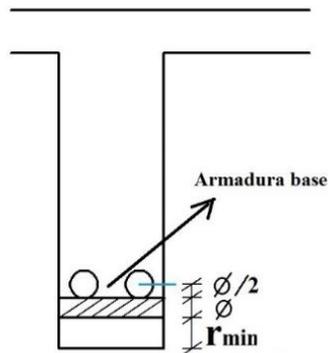


Figura 3.22. Recubrimiento mecánico en nervios  
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo lo establecido en la Norma Boliviana CBH-87 (9.4.5.3.) se debe cumplir las siguientes condiciones:

Dimensión mínima de columnas:

$$C = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

Ancho de nervio:

$$b_N = 10 \text{ cm} > 7 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

Espesor de losa: (carpeta de compresión)

$$e_L = 5 \text{ cm} > 3 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

Relación Canto/luz:

$$\frac{h_{LR}}{L} = \frac{0,35 \text{ m}}{8,24 \text{ m}} = 0,042 > 0,036 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

Separación entre luz libre de nervios:

$$s_1 = 50 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

### Comprobación del número de nervios:

Se tomará la luz menor ( $L_y$ ), puesto que si se cumple para esta para la otra luz también.

$$\frac{L_y}{s_1} = \frac{4,70 \text{ m}}{0,50 \text{ m}} = 9,4 \approx 10 \text{ nervios} > 6 \text{ nervios} \quad \text{CUMPLE}$$

### Altura equivalente del forjado reticular:

La altura equivalente o peralte equivalente de la losa reticular se calcula determinando la altura de una losa maciza que tenga la misma inercia que la losa nervada en cuestión.

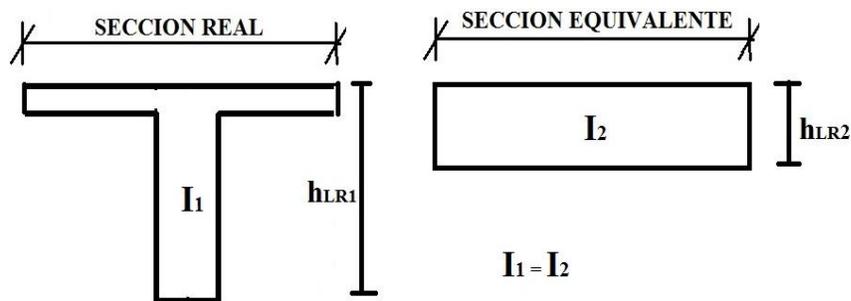


Figura 3.20. Altura equivalente Inercia constante

Fuente: Elaboración propia

Inercia sección "T":

$$I_x = 38437.50 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12 * I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 38437.50}{40}} = 22.59 \text{ cm}$$

$$h = 22.59 \text{ cm} \text{ altura equivalente}$$

Peso propio por m<sup>2</sup>

Peso de la losa

$$P_{losa} = 25 * 0.05 = 1.25 \frac{KN}{m^2}$$

Peso de los nervios (2 nervios)

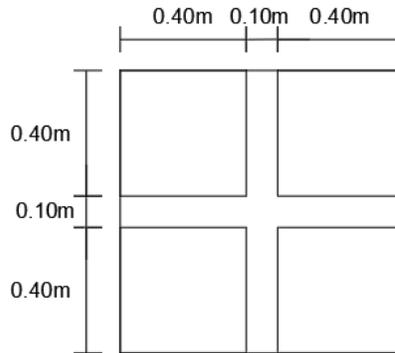


Figura 3.21. Detalle de casetones

Fuente: Elaboración propia

$$A_{nervio} = 0.30 * 0.10 = 0.03 \text{ m}^2$$

$$L_{nervios} = 0.5 + 0.4 = 0.90 \text{ m}$$

$$P_{nervios} = 25 * 0.03 * 0.90 = 0.675 \text{ KN}$$

$$A_{aporte} = 0.5 * 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$P_{nervios} = \frac{0.675 \text{ KN}}{0.25 \text{ m}^2} = 2.70 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{total peso propio} = 1.25 + 2.70 = 3.95 \frac{KN}{m^2}$$

Datos:

Peso propio:  $P_p = 3.95 \text{ KN/m}^2$

Carga muerta:  $G = 0.60 \text{ KN/m}^2$

Carga variable 1:  $Q_1 = 5 \text{ KN/m}^2$

Carga total actuante =  $3.95 + 0.60 + 5 = 9.55 \text{ KN/m}^2$

Carga mayorada =  $1.6 * 9.55 = 15.28 \text{ KN/m}^2$

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E = 2,1 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

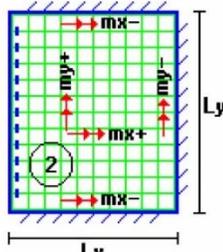
Altura equivalente:

$$h = 22.59 \text{ cm} = 0,2259 \text{ m}$$

### 3.6.4.2.1. Diseño a flexión:

En función a los “Momentos flectores por unidad de longitud” (Ver Tabla.2.22)

Coeficientes para el diseño de losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a cargas uniformes distribuidas

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	$\delta$	265	347	443	545	635	691
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	$m_{y-}$	597	736	899	1071	1222	1317
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	$m_{y+}$	269	362	473	590	694	759
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	$m_{x-}$	718	779	819	829	808	773
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	$m_{x+}$	354	368	359	318	239	179

Fuente: ROMO P. Marcelo, *Temas De Hormigón Armado* M.Sc. Escuela Politécnica del Ejército. Ecuador. 2008.

Con:

$$l_x = 4.70 \text{ m} \text{ menor dimensión}$$

$$l_y = 8.24 \text{ m} \text{ mayor dimensión de la losa}$$

La relación:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4.70}{8.24} = 0,57$$

De la tabla anterior se tiene los valores de interpolación para 0.57:

$$\delta = 651.80$$

$$m_{y-} = 1250.50$$

$$m_{y+} = 713.50$$

$$m_{x-} = 797.50$$

$$m_{x+} = 221$$

Con los que se obtiene los resultados:

$$\Delta = 0,0001 * \frac{q * \delta * l_x^4}{E * h^3} = 0,0001 * \frac{15.28 * 651.80 * 4.70^4}{2,1 \times 10^7 * 0,2259^3} = 0,0020 \text{ m} = 0.20 \text{ cm}$$

$$M_{y-} = 0,0001 * q * m_{y-} * l_x^2 = 0,0001 * 15.3 * 1250.5 * 4.70^2 = 42.21 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{y+} = 0,0001 * q * m_{y+} * l_x^2 = 0,0001 * 15.28 * 713.5 * 4.70^2 = 24.08 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{x-} = 0,0001 * q * m_{x-} * l_x^2 = 0,0001 * 15.28 * 797.5 * 4.70^2 = 26.91 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{x+} = 0,0001 * q * m_{x+} * l_x^2 = 0,0001 * 15.28 * 221 * 4.70^2 = 7.46 \text{ KN.m/m}$$

En adelante, el procedimiento de cálculo sigue como explica la norma CBH-87:

Cálculo de las relaciones geométricas:

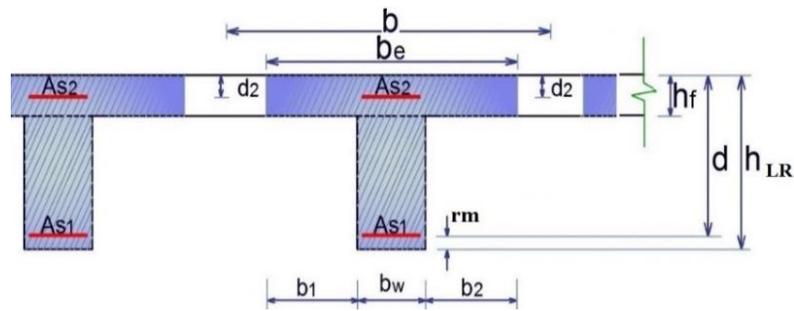


Figura 3.21. Sección "T"  
Fuente: Elaboración propia

$$\frac{h_f}{h_{LR}} = \frac{\text{Altura carpeta de compresion}}{\text{Altura losa reticular}} = \frac{0,05\text{m}}{0,30\text{m}} = 0.167$$

$$\frac{l}{b_w} = \frac{\text{Longitud de la viga}}{\text{Base de nervio}} = \frac{8.24\text{m}}{0.10\text{m}} = 82.4$$

$$\frac{2 * l}{b - b_w} = \frac{2 * 8.24 \text{ m}}{0.50 \text{ m} - 0.10 \text{ m}} = 41.2$$

Con estos valores se ingresa a la siguiente tabla:

**Tabla 3.9. Viga T múltiples**

		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$								
$\frac{h_r}{h}$	$\frac{\ell}{b_w}$	$\frac{2\ell}{b - b_w}$								
		0	1	2	3	4	6	8	10	>10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,88	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,75	0,89	0,96	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
0,15	10	0	0,19	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,86	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,96	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,46	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

Fuente: Norma Boliviana del Hormigón CBH-87 (Acápites 9.1.2.)

Se obtiene  $k = 1$

Resistencia de cálculo:

$$f_{cd} = 14000 \frac{KN}{m^2} \quad ; \quad f_{yd} = 347826.087 \frac{KN}{m^2}$$

Ancho efectivo  $b_e$ :

$$b_e = k * (b - b_w) + b_w = 1 * (0.50 - 0.10) + 0.10 = 0.50 \text{ m (Mínimo asumido)}$$

$$b_1 = 8 * h_f = 8 * 0.05 = 0.40 \text{ m}$$

$$b_e = 2 * b_1 + b_w = 2 * 0.40 + 0.10 = 0.90 \text{ m}$$

Se debe comprobar:

$$b_w > \frac{1}{8}(h - h_f) \rightarrow 10 > 3.12 \quad l \leq 12 \cdot b \rightarrow 40 \leq 480$$

Momento resistente de la losa:

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b_e * h_f * (d - 0.5 h_f)$$

$$M_o = 0,85 * 14000 \frac{KN}{m^2} * 0.50 m * 0.05 m * ((0.35 - 0.045) - 0.5 * 0.05)m$$

$$M_o = 83.30 KN * m$$

Momento de diseño:

$$M_d = M_{y+} = 24.08 KN * m$$

Verificación:

$$M_d \leq M_o \rightarrow 24.08 \leq 83.30 \text{ CUMPLE}$$

Armadura necesaria:

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b_e * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

$$y = 0.305 * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{24.08}{0,425 * 0.50 * 0.305^2 * 14000}} \right]$$

$$y = 0.0136 m$$

$$y = 1.36 cm$$

$$A_s = 0,85 * b_e * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.85 * 0.50 * 0.0136 * \frac{14000}{347826.087} = 0.000233$$

$$A_s = 2.33 cm^2 \text{ para el momento de diseño}$$

De manera similar para:

$$M_{y-} = 47.51 KN * m/m \rightarrow A_s = 4,14 cm^2/m$$

$$M_{y+} = 27.11 KN * m/m \rightarrow A_s = 2.33 cm^2/m$$

$$M_{x-} = 30.30 KN * m/m \rightarrow A_s = 2.60 cm^2/m$$

$$M_{x+} = 8.40 KN * m/m \rightarrow A_s = 0.70 cm^2/m$$

### 3.6.4.2.2. Diseño a cortante

De acuerdo a lo prescrito en la norma CBH-87 (8.2.4.) referente a resistencia de placas a esfuerzo cortante. Se debe cumplir que:

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

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

La ausencia de armadura transversal solo está permitida si se cumplen las dos condiciones anteriores.

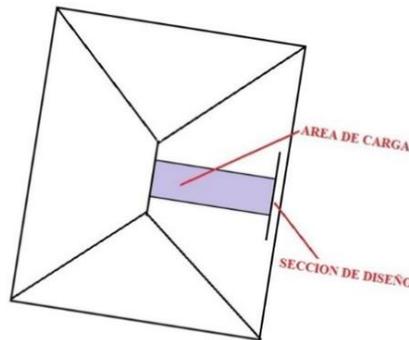


Figura 3.22. Sección crítica para el diseño a cortante  
Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$q = 15.28 \frac{KN}{m^2} * 0.50 m$$

$$q = 7.64 \frac{KN}{m} \quad (\text{en cada Nervio})$$

$L = 8.24 m$  Longitud de losa (intereje)

$b_{viga} = 0,30 m$  Base de la viga

$b_w = 10 cm$  Ancho de nervios

$f_{cd} = 14000 KN/m^2$  Resistencia de diseño hormigón

$f_{yd} = 347826.087 KN/m^2$  Resistencia de diseño acero

$d = 30.5 cm$  Altura útil de losa

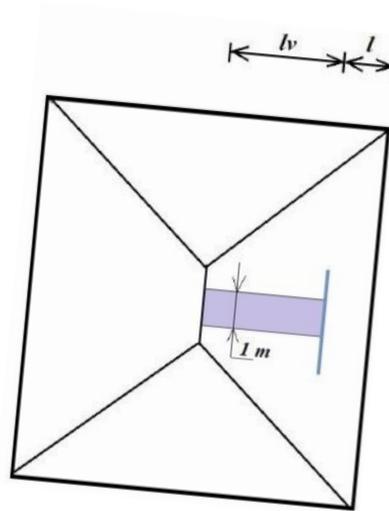


Figura 3.23. Banda de un metro de ancho  
Fuente: Elaboración propia

Dimensiones sección crítica (m)

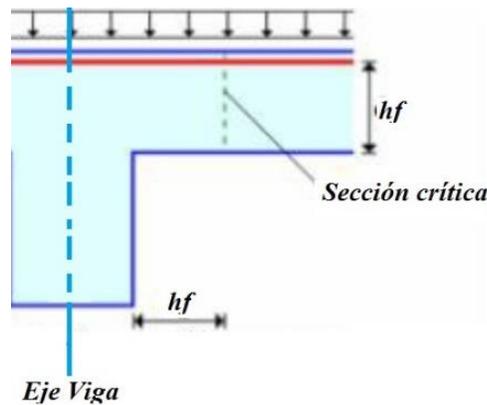


Figura 3.24. Sección crítica de cortante  
Fuente: Elaboración propia

$$l = \frac{b_{viga}}{2} + h_f = \frac{0,30}{2} + 0,05 = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$l_v = \frac{8,24}{2} - 0,20 = 3,92 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma:

$$V_{u1} = 0,30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{u1} = 128,10 \text{ KN}$$

Esfuerzo cortante real CBH-87 (8.2.3.1.)

$$V_{rd} = V_d$$

Pero el valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores:

$$V_d = q * lv$$

$$V_d = 7.64 * 3.92 = 29.95 \text{ KN}$$

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

$$29.95 \text{ KN} \leq 128.10 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

Por otra parte, la contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante se tomará:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_N * d$$

La resistencia virtual  $f_{cv}$  del cálculo del hormigón a esfuerzo cortante:

$$f_{cv} = 0,131 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21\text{MPa})^2} = 0.997\text{MPa} = 997.12\text{KN}/\text{m}^2$$

$$V_{u2} = V_{cu} = 997.12 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0.10 \text{ m} * 0.305 \text{ m} = 30.41 \text{ KN}$$

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

$$29.95 \text{ KN} \leq 30.41 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

No requiere armadura de corte. Cumple con lo calculado por el programa Cypecad, donde no existe armadura transversal en los nervios

#### 4.6.4.2.3. Verificación de flechas de forjados reticulares

De acuerdo a lo que hace referencia la norma CBH 87 (pag196) el valor máximo de la flecha vertical en forjados y vigas que no hayan de soportar tabiques ni muros es  $l/300$ , siendo  $l$  la luz del elemento considerado. Para la determinación de esta flecha se considerará únicamente la flecha producida por la actuación simultánea de cargas permanentes y cargas variables, ya que no existen cargas de muros ni tabiquerías sobre la losa reticular de cubierta.

Deflexión admisible para forjados:

$$\Delta_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{824 \text{ cm}}{300} = 2.75 \text{ cm}$$

Deflexión máxima real de la losa:

$$\Delta_{real} = 0.32 \text{ cm}$$

Verificación:

$$\Delta_{adm} = 2.75 \text{ cm} > \Delta_{real} = 0.20 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

#### 3.6.4.2.4. Introducción de ábacos

De acuerdo a lo establecido en la Norma CBH-87 (9.4.5.4.) en el que afirma que la existencia de ábacos es opcional en las placas macizas y obligatorias en las aligeradas, por este motivo se decidirá bajo la siguiente condición.

$$M_u^- > M_{lim} \rightarrow \text{necesita abaco}$$

$$M_u^- < M_{lim} \rightarrow \text{no necesita abaco}$$

$$x_{lim} = \frac{3}{8} * d = \frac{3}{8} * 30.5 = 11.44 \text{ cm}$$

$$y_{lim} = 0.8 * x_{lim} = 0.8 * 11.44 = 9.15 \text{ cm}$$

$$M_{lim} = 0.85 * \phi * f_c * b * y_{lim} * \left( d - \frac{y_{lim}}{2} \right)$$

$$M_{lim} = 0.85 * 0.9 * 25000 \text{ KN/m}^2 * 0.2 \text{ m} * 0.0915 \text{ m} * \left( 0.305 \text{ m} - \frac{0.0915 \text{ m}}{2} \right)$$

$$M_{lim} = 90.73 \text{ KN} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{y-} = 42.21 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{x-} = 26.91 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{y-} < M_{lim} \quad \text{No requiere ábaco}$$

$$M_{x-} < M_{lim} \quad \text{No requiere ábaco}$$

### 3.6.5. Escaleras

Para el cálculo de la armadura principal se la calculará como una losa maciza de hormigón armado, transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto mínima.

#### Escalera

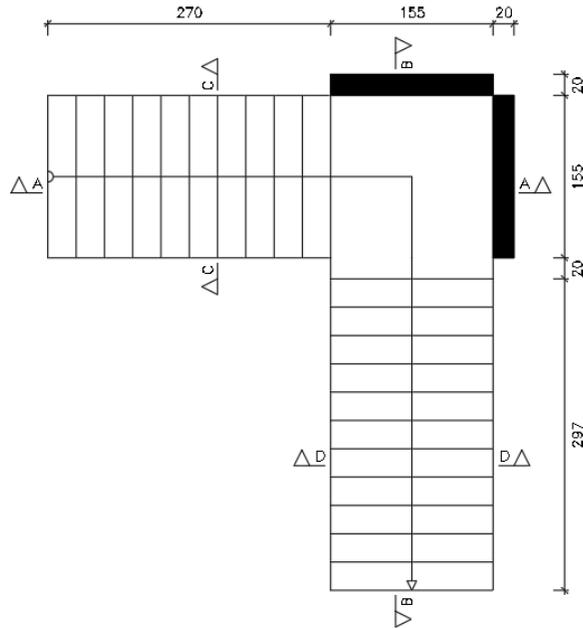


Figura 3.20. Vista en planta escalera  
Fuente: CYPECAD

Huella	$h = 0.27 \text{ m}$
Contrahuella	$ch = 0.17 \text{ m}$
Nº de peldaños	Sección A-A = 11 Sección B-B = 12 Total = 23
	$f_{cd} = 14000 \text{ KN/m}^2$
	$f_{yd} = 347826.087 \text{ KN/m}^2$
Desnivel a salvar	$Z = 3.91 \text{ m}$
Ancho total del descanso	$B = 1.55 \text{ m}$
Longitud Horizontal de la rampa	$L_1 = 2.70 \text{ m}$ y $2.97 \text{ m}$
Longitud del descanso	$L_2 = 1.55 \text{ m}$

Ancho de la rampa	$a = 1.55 \text{ m}$
Espesor de la losa	$t = 0.15 \text{ m}$
Recubrimiento Geométrico	$r = 3 \text{ cm}$
Canto útil	$d = 0.12 \text{ m}$
Cuantía mínima para losas	$\omega_{\min} = 0.0015$

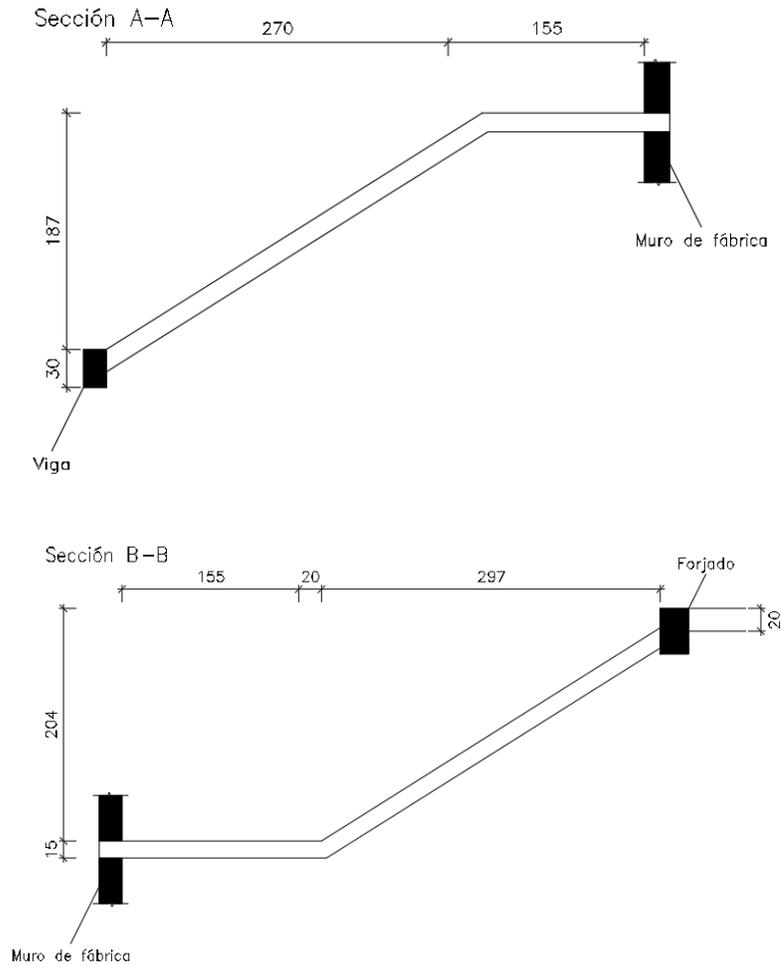


Figura 3.21. Características geométricas de la escalera  
Fuente: CYPECAD

### Análisis de cargas:

#### Sobrecarga:

La sobrecarga de uso que se asumió fue de  $3 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Sobrecarga} = q_{sc} \cdot a = 3 \cdot 1.55 = 4.65 \text{ KN/m}$$

$$Vol_{peldaño} = \left( \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a \right) \cdot n^{\circ} \text{escalones} = \frac{0.27 \cdot 0.17}{2} \cdot 1.55 \cdot 23 = 0.818 \text{ m}^3$$

$$A_{losa \text{ rampla}} = \left( \sqrt{0.27^2 + 0.17^2} \cdot 23 \right) \cdot 1.55 = 11.374 \text{ m}^2$$

$$P_{peldaños} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} * Vol_{peldaño} = 25 \cdot 0.818 = 20.45 \text{ KN}$$

$$q_{peldaño} = \frac{P}{A} = \frac{20.45}{11.374} = 1.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{peldaño} = 1.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1.55 \text{ m} = 2.79 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{losa} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.55 \text{ m} = 5.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{Barandillas} = 0.80 \text{ KN/m}$$

$$q_{acabado} = 0.60 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.55 \text{ m} = 0.93 \text{ KN/m}$$

$$Carga \text{ muerta total} = q_{losa} + q_{peldaño} + q_{barandilla} + q_{acabado} = 10.33 \text{ KN/m}$$

La carga total sobre la rampla será:

$$q_r = (carga \text{ muerta total} + sobrecarga) \cdot 1.6$$

$$q_r = (10.33 + 4.65) \cdot 1.6 = 23.97 \text{ KN/m}$$

### **Carga sobre la losa de descanso**

$$q_{losa} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0.15 \text{ m} \cdot 1.55 \text{ m} = 5.81 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$q_{acabado} = 0.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1.55 \text{ m} = 0.93 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$Carga \text{ muerta total} = q_{descanso} + q_{acabado} = 6.74 \text{ KN/m}$$

La carga total sobre el descanso será:

$$q_d = (carga \text{ muerta total} + sobrecarga) \cdot 1.6$$

$$q_d = (6.74 + 4.65) \cdot 1.6 = 18.22 \text{ KN/m}$$

### Diseño de la escalera:

Para el cálculo de la armadura principal se la calculará como una losa maciza de hormigón armado, transversalmente se dispondrá de una armadura de reparto mínima.

### Para la armadura en el vano:

Supuesta como un apoyo simple y con las cargas ponderadas, se tiene que:

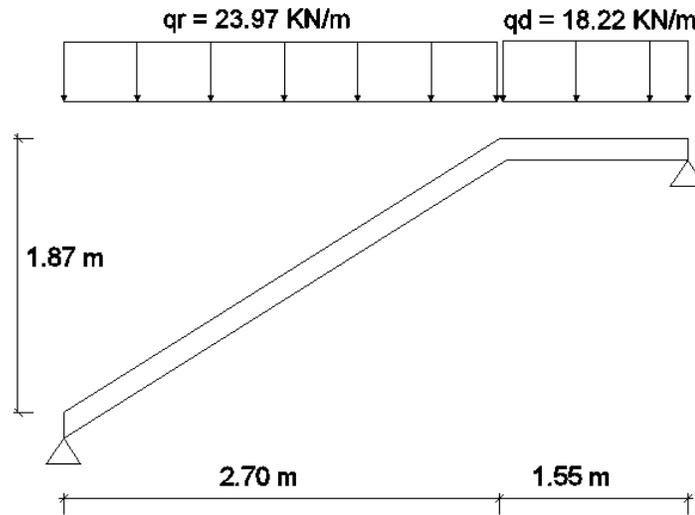


Figura 3.22. Consideración de cargas para el cálculo de la armadura principal  
Fuente: Elaboración propia

Que por razones de cálculo podrá considerarse como una losa.

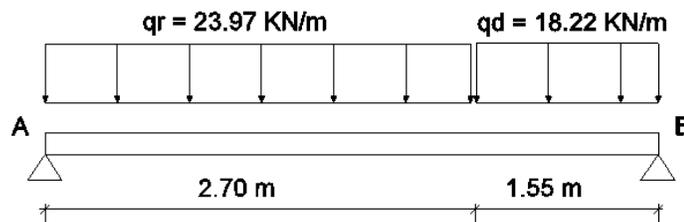


Figura 3.23. Escalera como una losa simplemente apoyada  
Fuente: Elaboración propia

Resolviendo se tiene las reacciones y momento máximo siguiente:

$$R_A = 49.31 \text{ KN}$$

$$R_B = 43.65 \text{ KN}$$

$$M_{\text{máx}} = 50.72 \text{ KN-m}; x = 2.06 \text{ m.}$$

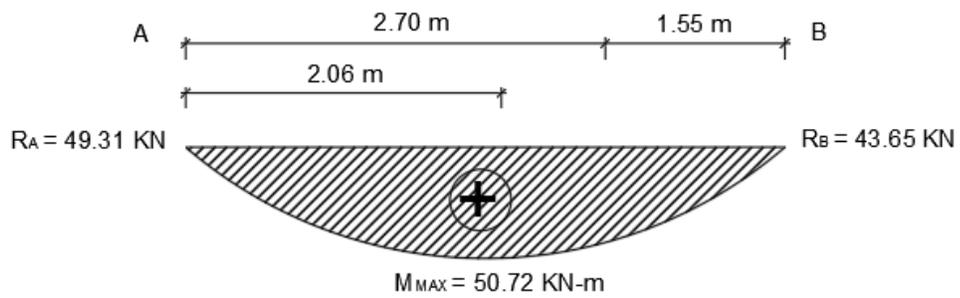


Figura 3.24. Diagrama de momentos de la escalera, como losa simplemente apoyada  
Fuente: Elaboración propia

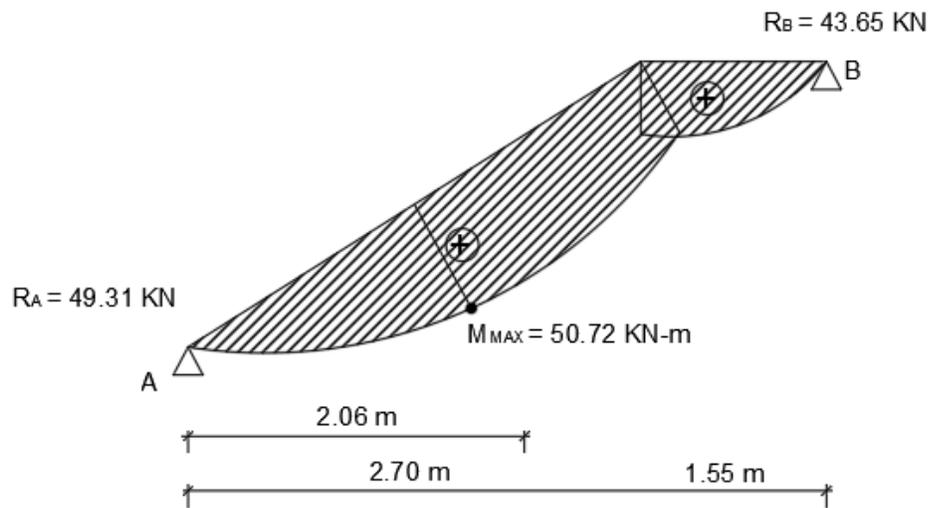


Figura 3.25. Diagrama de momentos de la escalera, esquema real apoyo simple  
Fuente: Elaboración propia

**Para la armadura negativa:**

Supuesta como un apoyo empotrado

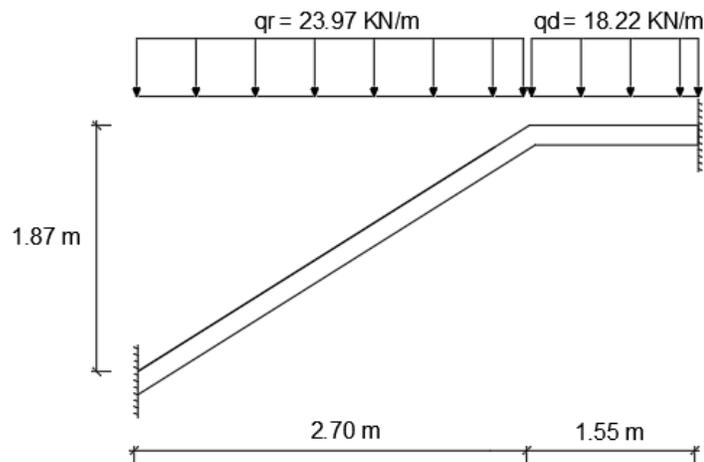


Figura 3.26. Consideraciones de la carga para el cálculo de la armadura negativa  
Fuente: Elaboración propia

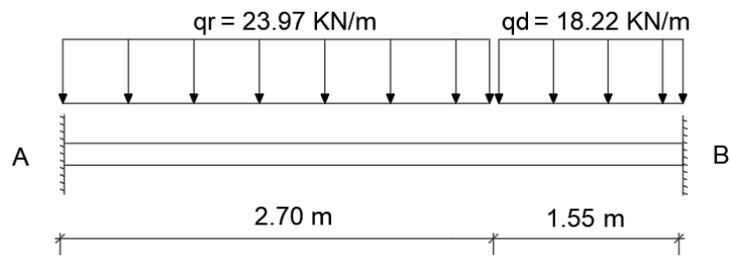


Figura 3.27. Escalera como una losa, apoyo empotrado  
Fuente: Elaboración propia

Resolviendo se tiene las reacciones y momento máximo siguiente:

$$R_A = 49.97 \text{ KN}$$

$$R_B = 42.99 \text{ KN}$$

$$M_A = 34.86 \text{ KN-m}$$

$$M_B = 32.07 \text{ KN-m}$$

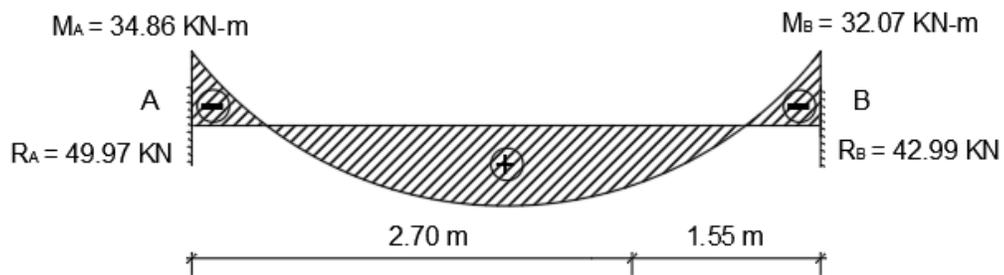


Figura 3.28. Diagrama de Momentos en la escalera, como losa empotrada en sus apoyos  
Fuente: Elaboración propia

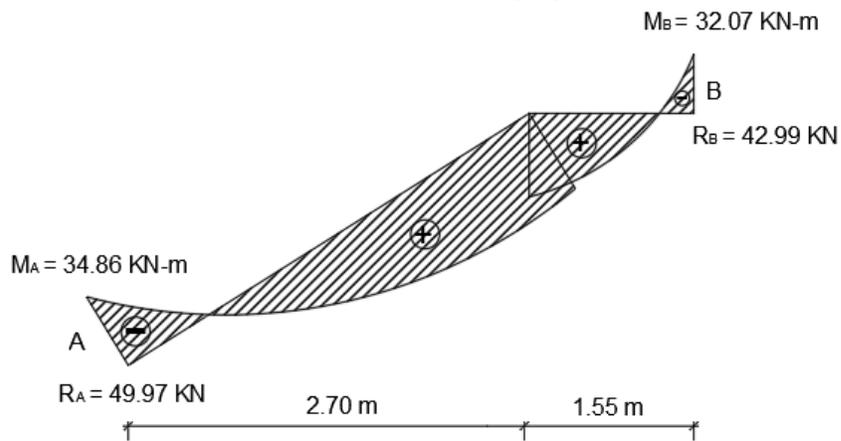


Figura 3.29. Diagrama de Momentos en la escalera, esquema real apoyos empotrados  
Fuente: Elaboración propia

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

### Determinación de la armadura longitudinal positiva

$$M_d = 50.72 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento de cálculo}$$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{50.72 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1.55 \text{ m} \cdot (0.12 \text{ m})^2 \cdot 14000} = 0,162$$

Con:  $\mu_d=0.162$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0.182$

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

$$A_s = 0.182 \cdot 1.55 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} \cdot \frac{14000 \text{ KN/m}^2}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.001363 \text{ m}^2$$

$$A_s = 13.63 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s)_{\omega_{\min}} = 0.0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 1.55 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} = 0.000279 \text{ m}^2$$

$$A_{s \min} = 2.79 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 13.63 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 16 \text{ mm}$

con un área de  $A_{s \Phi 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 16}} = \frac{13.63}{2.01} = 6.78$$

Se utilizará: 7  $\Phi 16$

$$A_{s \Phi 16} = 7 \cdot 2.01 \text{ cm}^2 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$14.07 \text{ cm}^2 > 13.63 \text{ cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Se utilizará: 7Φ16

CYPE: 7Φ16 c/20 cm

Cálculo de la armadura longitudinal negativa

$M_d = 34.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$  Momento de cálculo

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$
$$\mu_d = \frac{34.86 \text{ KN} \cdot \text{m}}{1.55 \text{ m} \cdot (0.12 \text{ m})^2 \cdot 14000 \text{ KN/m}^2} = 0,112$$

Con:  $\mu_d=0.112$  se obtiene una cuantía mecánica de  $\omega = 0.121$

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$
$$A_s = 0.121 \cdot 1.55 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} \cdot \frac{14000 \text{ KN/m}^2}{347826.087 \text{ KN/m}^2} = 0.000906 \text{ m}^2$$
$$A_s = 9.06 \text{ cm}^2$$

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s)_{\omega_{\min}} = 0.0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,0015 \cdot 1.55 \text{ m} \cdot 0.12 \text{ m} = 0.000279 \text{ m}^2$$

$$A_{s \min} = 2.79 \text{ cm}^2$$

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

Se escogerá el área  $A_s = 9.06 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 12 \text{ mm}$

con un área de  $A_{s\Phi 12} = 1.131 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s\Phi 12}} = \frac{9.06}{1.131} = 8.08$$

Se utilizará: 9 Φ 12

$$A_{s\Phi 12 \text{ mm}} = 9 \cdot 1.131 \text{ cm}^2 = 10.18 \text{ cm}^2$$

$$10.18 \text{ cm}^2 > 9.06 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

Se utilizará: 9Φ12

CYPE: 9Φ12 c/20 cm

**Cálculo de la armadura de reparto:**

Se dimensionará con el área mínima en toda la longitud de la escalera

Longitud inclinada

$$l = \sqrt{1.87^2 + 2.70^2} = 3.28 \text{ m}$$

Longitud total = 3.28 + 1.55 = 4.83 m

Determinación de la armadura mínima:  $(A_s)_{\omega_{\min}} = 0.0015$

$$A_{s \min} = \omega_{\min} * b_w * d = 0.0015 * 4.83 \text{ m} * 0.12 \text{ m} = 0.000869 \text{ m}^2$$

$$A_{s \min} = 8.69 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considerará el siguiente diámetro:  $\Phi = 8 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \Phi 8} = 0.503 \text{ cm}^2$ , entonces el número de barras a usar serán:

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_{s \Phi 8}} = \frac{8.69}{0.503} = 17.28$$

**Se utilizará: 18 Φ 8 mm**

$$A_{s \Phi 8} = 18 * 0.503 \text{ cm}^2 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$9.05 \text{ cm}^2 > 8.69 \text{ cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

**Se utilizará: 18Φ8**

### 3.6.6. Comparación de los resultados de los cálculos manuales con CYPECAD

Se procederá al análisis del diseño manual y de los resultados obtenidos por el programa, los cuales fueron calculados con las mismas solicitaciones y secciones.

**Tabla 3.10.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Viga en E.L.U.**

<b>Flexión positivos</b>		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 4,70 m	
Área de acero nec.	9.83 cm <sup>2</sup>	9.77 cm <sup>2</sup>
Armado	5φ16	5φ16
<b>Flexión negativos (Izquierda)</b>		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 4,70 m	
Área de acero nec.	6.62 cm <sup>2</sup>	6.32 cm <sup>2</sup>
Armado	2φ20+2φ10	2φ20+2φ10
<b>Flexión negativos (Derecha)</b>		
Concepto	Calculo manual (método del diagrama rectangular)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 4,70 m	
Área de acero nec.	6.73 cm <sup>2</sup>	6.42 cm <sup>2</sup>
Armado	2φ20+2φ10	2φ20+2φ10
<b>Cortante (Izquierda)</b>		
Concepto	Calculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 4,70 m	
Área de acero nec.	5.03 cm <sup>2</sup>	5,03 cm <sup>2</sup>
Armado	Estribos φ8 c/15 cm	Estribos φ8 c/15 cm
<b>Cortante (Derecha)</b>		
Concepto	Calculo manual (cuantía mínima CBH-87)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,25 m x 0,40 m x 4,70 m	
Área de acero nec.	4.24 cm <sup>2</sup>	4.24 cm <sup>2</sup>
Armado	Estribos φ6 c/10 cm	Estribos φ6 c/10 cm

Fuente: Elaboración propia

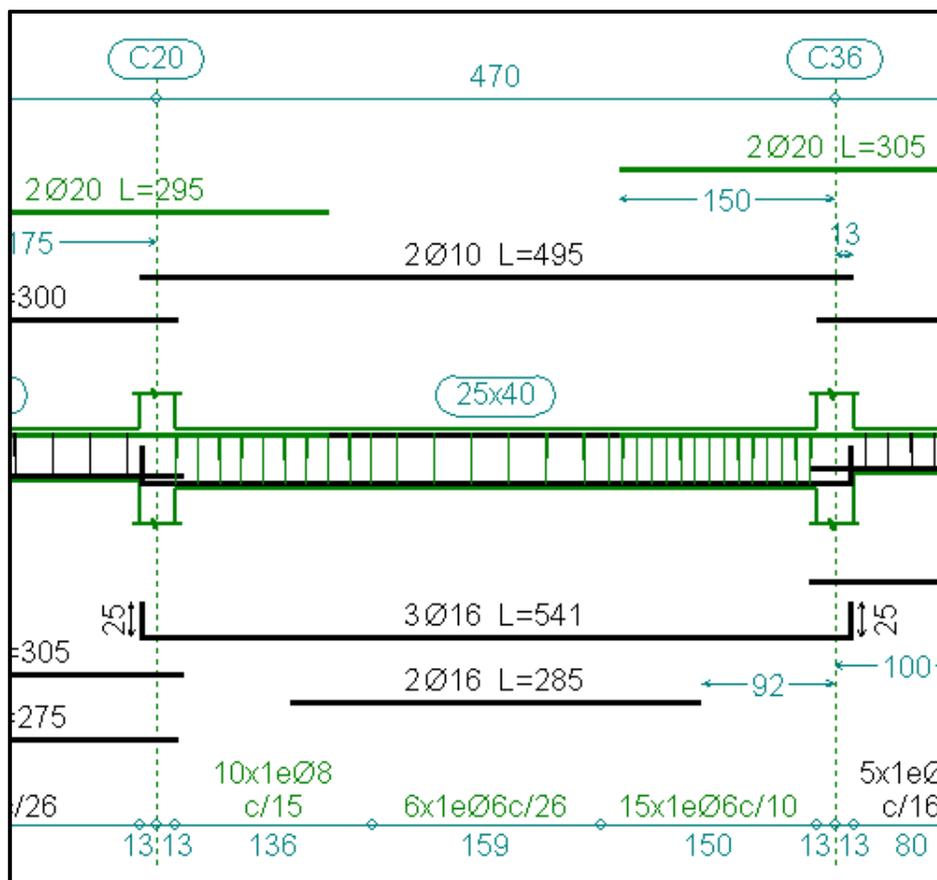


Figura 3.20. Armado de la viga, entre las columnas 20-36

Fuente: CYPECAD

**Tabla 3.11.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Columna en E.L.U.**

<b>Flexo compresión</b>		
Concepto	Calculo manual (Abaco en roseta flexión esviada H. A. J. Montoya)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,35 m x 0,35 m x 3.6 m	
Área de aceros nec.	7.69 cm <sup>2</sup>	8.04 cm <sup>2</sup>
Armado	4φ16	4φ16
<b>Estribos</b>		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	0,35 m x 0,35 m x 3.6 m	
Área de aceros	0,6 cm <sup>2</sup>	0,6 cm <sup>2</sup>
Armado	φ6 c/20 cm	φ6 c/20 cm

Fuente: Elaboración propia

Referencia:  C35

	Cuadro de pilares		Datos del pilar		
	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
7	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	<input type="checkbox"/> Ø6 v 20 <input type="checkbox"/>	0.66
6	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	<input type="checkbox"/> Ø6 v 20 <input type="checkbox"/>	0.66
5	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	Ø6 v 20	0.66
4	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	Ø6 v 20	0.66
3	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	Ø6 v 20	0.66
2	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	Ø6 v 20	0.66
1	<input type="checkbox"/> 0.35 x 0.35 4	Ø16 v +0	+0	<input type="checkbox"/> Ø6 v 20 <input type="checkbox"/>	0.66
	Aranques: 4	Ø16 v +0	+0	<input type="checkbox"/>	0.66

Figura 3.21. Armado de la Columna C35

Fuente: CYPECAD

**Tabla 3.12.**  
**Comparación de resultados del cálculo de la Zapata en E.L.U.**

<b>Flexión lado X e Y</b>		
Concepto	Calculo manual (flexión simple, momento reducido)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	2.40 m x 2.40 m x 0,50 m	
Área de aceros	21.60 cm <sup>2</sup>	22,00 cm <sup>2</sup>
Armado	11φ16 c/22.5 cm	11φ16 c/22.5 cm
<b>Cortante lado X e Y</b>		
Concepto	Calculo manual (CBH-87)	CYPECAD (2016)
Dimensiones	2.40 m x 2.40 m x 0,50 m	
Área de aceros	No requiere	No requiere
Armado	No requiere	No requiere

Fuente: Elaboración propia

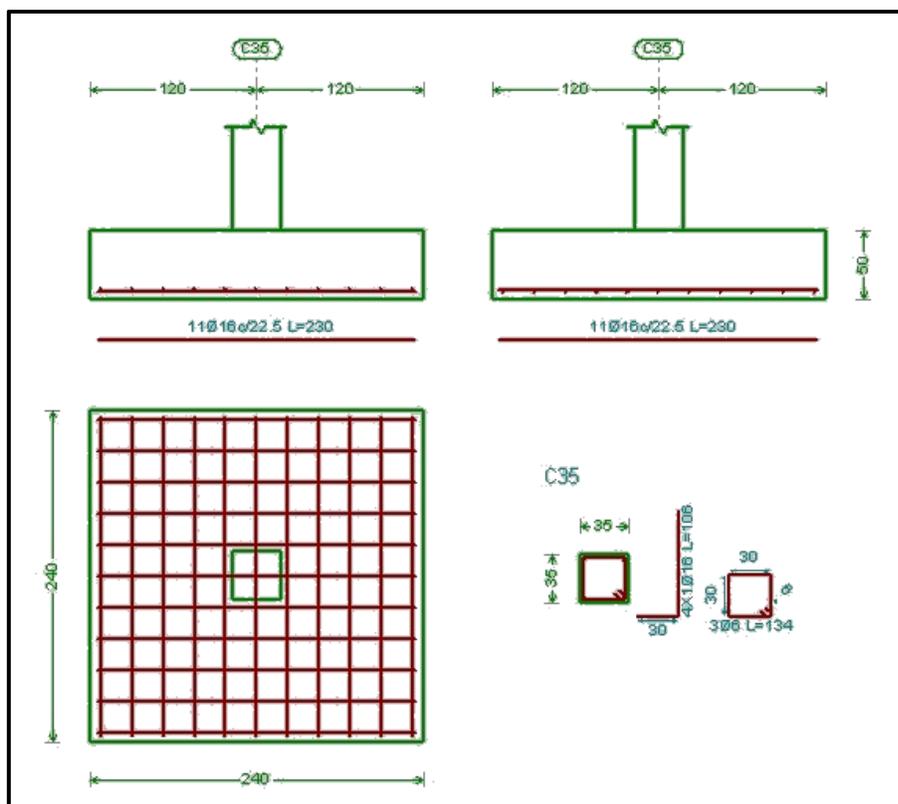


Figura 3.22. Armado de la Zapata C19

Fuente: CYPECAD

### 3.7. Estrategias de ejecución del proyecto

#### 3.7.4. Especificaciones técnicas

En las especificaciones técnicas se tiene una referencia de cómo realizar cada ítem, el equipo y maquinaria a utilizar, el personal necesario para la correcta realización del ítem y por último la forma de pago. Véase (Anexo IV).

#### 3.7.5. Precios unitarios

El análisis de precios unitarios fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de precios unitarios se encuentran detalladas en el (Anexo VI).

#### 3.7.6. Cómputos métricos

El análisis de cómputos métricos fue realizado como se indicó en el marco teórico del presente proyecto. Las planillas de cómputos métricos se encuentran detalladas en el (Anexo V).

### 3.7.7. Presupuesto del proyecto

Haciendo un análisis de precios unitarios se pudo obtener una cifra en Bolivianos del costo total de la obra, con los precios referenciales actuales, esta cifra es:

Costo = 1,848,865.79 Bs
-------------------------

Esta cifra corresponde al **diseño convencional** (módulo I), y no contempla el precio de instalaciones de agua potable, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas, e instalaciones de gas.

Este costo solo contempla la parte la parte de la obra gruesa del diseño estructural.

El precio por metro cuadrado de construcción es:

**Costo por m<sup>2</sup> = 484.68 Bs**

Siendo el área en total de la construcción de 3814.63 m<sup>2</sup>.

Para más detalle véase los (Anexo VI y Anexo VII)

### 3.7.8. Cronograma y ejecución del proyecto

Para la ejecución de la obra se realizó un análisis de ruta mediante el diagrama GANTT, con un plan de obra preestablecido, obteniéndose un tiempo mínimo para la construcción del proyecto, el cual nos da un tiempo de:

Plazo de ejecución = 224 días hábiles laborales
---

Esta planeación está realizada para un contingente mínimo de **9 trabajadores**, para todas las actividades y estos deben ser:

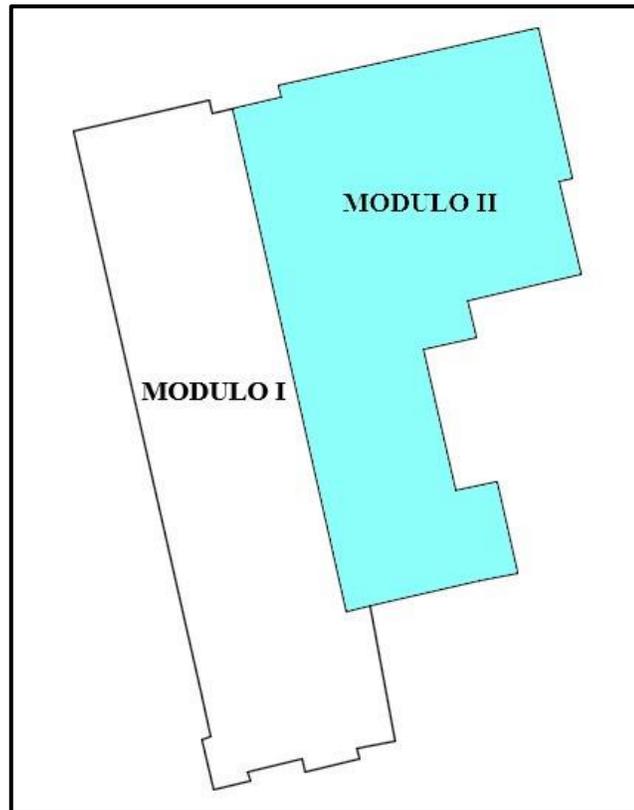
3 albañiles o especialistas y 6 ayudantes

1 retroexcavadora 420 F y un vibro compactador manual

Para más detalle véase el (Anexos VII)

#### 4. CAPITULO IV APORTE ACADEMICO

En el presente capítulo se desarrollará un análisis comparativo entre zapatas aisladas y zapatas corridas con muros portantes, el cual contempla la construcción de una planta única en la zona del módulo II, como se muestra en la siguiente figura:



*Figura 4.1. Zona del Análisis Comparativo*  
Fuente: Elaboración Propia

El terreno en esta zona tiene una carga admisible relativamente baja, por lo que es necesario evaluar los dos tipos de fundaciones para así saber cuál será el apropiado en esta zona del proyecto. Las características y resistencia admisible del terreno se muestran en la table 4.1.

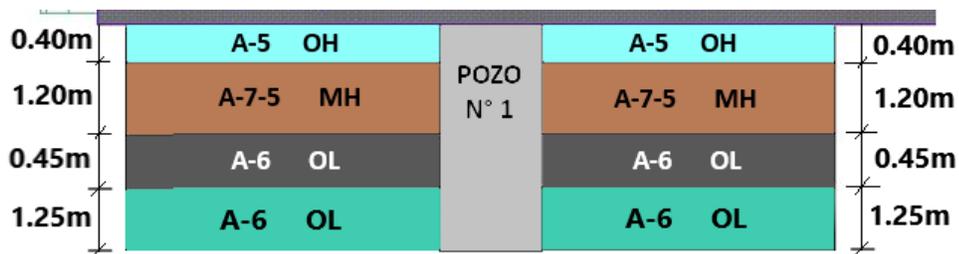
**Tabla 4.1.**  
**Resistencia Admisible Pozo n° 1**

CARACTERISTICA GEOTECNICA	PROFUNDIDAD			
	0 m a 0.40 m	0.40 m a 1.60 m	1.60 m a 2.05 m	2.05 m a 3.30 m
Tipo de suelo (AASHTO)	A-5	A-7-5	A-6	A-6
Tipo de suelo (SUCS)	OH	MH	OL	OL
Esfuerzo admisible (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>0.30</b>	<b>0,40</b>	<b>0,60</b>	<b>0.70</b>
Nivel freático	Inexistente	Inexistente	Inexistente	Inexistente

Fuente: Elaboración Propia

Por todo esto, se optó por realizar este análisis comparativo, para así saber cuál es el mejor tipo de fundación (dentro de las dos alternativas) para la subestructura en este proyecto.

A continuación, se muestra una figura de la estratificación del terreno en la zona del módulo II.



*Figura 4.2. Estratificación del terreno pozo n° 1*

Fuente: Elaboración Propia

Siendo todo lo mencionado anteriormente una razón que justifica el desarrollo del aporte académico dentro de lo que es el diseño de la estructura.

#### **4.6. Fundamento Teórico**

Las cimentaciones son aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Por ello, habrá de proyectarse en función de la resistencia del suelo y, en todos los casos, la decisión sobre el tipo de cimentación vendrá condicionada por ella.

Los tipos de cimentación que se analizarán en este capítulo serán:

**a) Zapatas aisladas.**

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son las columnas; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar una única columna, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple.

**b) Zapatas corridas.**

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de columnas. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

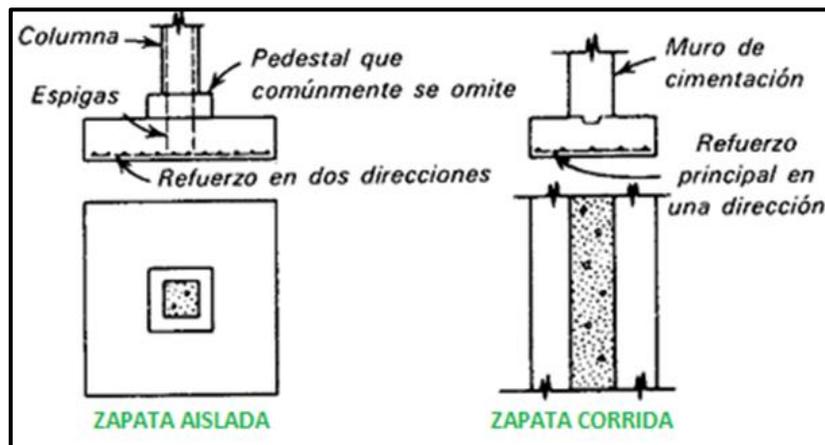


Figura 4.3. Diferencias entre Zapatas Aisladas y Corridas.

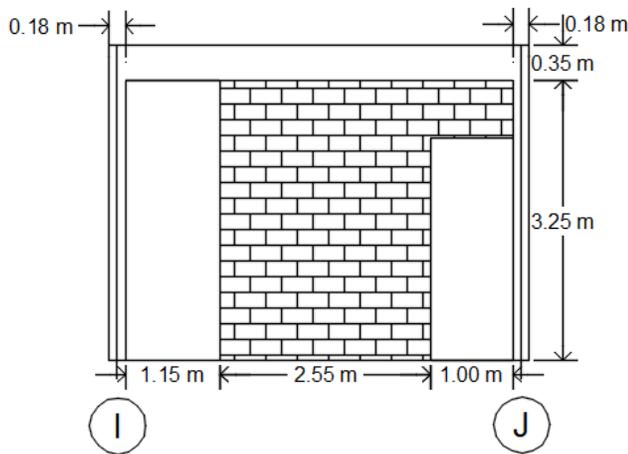
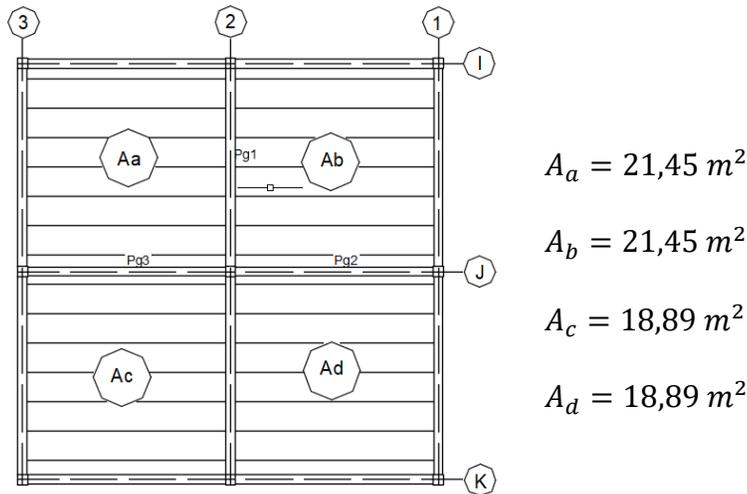
Fuente: Texto de Ingeniería Civil (pdfslide)

Las zapatas aisladas y corridas son los tipos más comunes dentro de la clasificación de los cimientos superficiales, así como tiene sus ventajas presentan muchas determinantes las cuales las hacen desventajosas en algunos casos que pueden presentarse en la construcción de una obra, pero hay que reconocer que resultan ser económicas y fácil de ejecutarlas.

**4.7. Análisis de cargas para zapata corrida.-**

En primer lugar, se hará un análisis de la carga para el dimensionamiento de la zapata corrida, este tipo de cargas estará dado por unidad de longitud de muro, y se lo realiza como sigue a continuación:

**Zapata Corrida (Carga por unidad de longitud):**



### Cargas:

Peso propio Losa = 1.767 KN/m<sup>2</sup> CYPECAD

Peso propio viga de encadenado = (0.18m).(0.35m).(25KN/m<sup>3</sup>) = 1.58 KN/m

Peso carga muerta del cerámico = 0.60 KN/m<sup>2</sup>

Peso carga muerta de la carpeta de nivelación: 1.1 KN/m<sup>2</sup>

Peso carga viva de servicio = 1 KN/m<sup>2</sup>

### Peso total de la losa

$$q_{losa} = A_a = A_b = (21.45 \text{ m}^2) \cdot \left(1.767 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) = 37.90 \text{ KN}$$

Carga de las losas sobre el muro:

$$P_{losa} = \frac{q_{losa}}{L_{viga}} = \frac{37.90 \text{ KN}}{4.45 \text{ m}} \Rightarrow P_{losa} = 8.52 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Peso total del cerámico

$$q_{ceramico} = \left(0.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \cdot (21.45 \text{ m}^2) = 12.87 \text{ KN}$$

Carga muerta del cerámico sobre el muro:

$$P_{ceramico} = \frac{q_{ceramico}}{L_{viga}} = \frac{12.87 \text{ KN}}{4.45 \text{ m}} \Rightarrow P_{ceramico} = 2.89 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Peso propio del muro:

$$q_{muro} = \left(2.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \cdot (14.46 \text{ m}^2) = 31.82 \text{ KN}$$

Carga muerta del muro:

$$P_{muro} = \frac{q_{muro}}{L_{viga}} = \frac{31.82 \text{ KN}}{4.45 \text{ m}} \Rightarrow P_{muro} = 7.15 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Peso de la carpeta de nivelación:

$$q_{\text{nivelación}} = 1.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 21.45 \text{m}^2 = 23.60 \text{KN}$$

Carga de la carpeta de nivelación:

$$P_{\text{nivelación}} = \frac{q_{\text{nivelación}}}{L_{\text{vigia}}} = \frac{23.60 \text{KN}}{4.45 \text{m}} \Rightarrow P_{\text{ceramico}} = 5.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Peso total de la carga viva:

$$q_{\text{viva}} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 21.45 \text{m}^2 = 21.45 \text{KN}$$

Carga viva sobre el muro:

$$P_{\text{viva}} = \frac{q_{\text{viva}}}{L_{\text{vigia}}} = \frac{21.45 \text{KN}}{4.45 \text{m}} \Rightarrow P_{\text{viva}} = 4.82 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Carga total sobre el muro ( $P_g$ ):

$$\begin{aligned} P_g &= P_{\text{vigia}} + P_{\text{losa}} + P_{\text{ceramico}} + P_{\text{muro}} + P_{\text{nivelación}} + P_{\text{viva}} \\ &= 1.58 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 8.52 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 2.89 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 7.15 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 5.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 4.82 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ P_g &= 30.26 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

#### 4.8. Diseño de zapata Corrida.-

Una vez obtenida la carga total para la zapata corrida, se pasa a realizar la solución de la misma. Para esto, se hará uso de lo descrito en el libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 514, como procede a continuación:

Solución:

Pre dimensionado:

$$a = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

$$\beta = \frac{14 - 0.014 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.014 \cdot 40KN/m^2}{100} = 0.134$$

$$a = \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{30.26KN/m \cdot (1 + 0.134)}{40KN/m^2}$$

$$a = 0.86m \approx 0.90m$$

$$\underline{a = 0.90m}$$

Canto útil:

$$\sigma_1 = \frac{N_d}{a} = \frac{30.26KN/m \cdot 1.6}{0.90m} = 53.79KN/m^2$$

$$d = \frac{1.1 \cdot \sigma_1}{\sigma_1 + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 53.79KN/m^2}{53.79KN/m^2 + 370} \cdot \left(\frac{0.90m - 0.20m}{2}\right) = 0.049m$$

$$d = 4.9cm < 24cm$$

Se asume:  $d = 25cm$  (Constructivo)

Canto Total

$$h_T = d + r = 25cm + 5cm = 30cm$$

Dimensiones

$$a = 0.90m$$

$$d = 0.25m$$

$$h = 0.30m$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(0.90m - 0.20m)}{2} < 2 \cdot 0.30m$$

$$0.35m < 0.60m \rightarrow \text{Rígida}$$

Se quiere que la zapata sea flexible por lo expuesto en J. Montoya Edición 14va pág. 508 que indica que “Para valores bajos de presión admisible del terreno, resultan zapatas flexibles”. Por lo tanto, se debe aumentar el ancho de la zapata corrida.

El nuevo ancho adoptado de la zapata corrida será igual a:

$$a = 1.45m$$

Volvemos a calcular la rigidez de la zapata y tenemos:

Rigidez de la Zapata:

$$v_{max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(1.45m - 0.20m)}{2} < 2 \cdot 0.30m$$

$$0.62m > 0.60m \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{N}{a} \leq 40KN/m^2$$

$$\frac{30.26KN/m}{1.45m} \leq 40KN/m^2$$

$$\underline{20.87KN/m^2 \leq 40KN/m^2 \quad \mathbf{OK}}$$

#### 4.8.4. Diseño a flexión

$$M_d = \frac{N_d}{2 \cdot a} \cdot \left[ \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right]^2$$

$$M_d = \frac{30.26KN/m \cdot 1.6}{2 \cdot 1.45m} \cdot \left[ \frac{1.45m - 0.20}{2} + 0.15 \cdot 0.20m \right]^2$$

$$M_d = 7.16KN \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_d}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{7.16KN \cdot m}{1.00m \cdot (0.25m)^2 \cdot 14000KN/m^2} = 0.0082$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0082 \cdot (1 + 0.0082) = 0.0082$$

$$U = A_s \cdot f_{yd} = \omega \cdot a \cdot d \cdot f_{cd} = 0.0082 \cdot 1.00m \cdot 0.25m \cdot 14000KN/m^2$$

$$U = 28.87KN$$

$$A_s = \frac{28.87KN}{347826.087KN/m^2} = 0.000083m^2 = 0.83cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$A_{s \min} = \rho_{min} \cdot a \cdot d = 0.0020 \cdot 1.00m \cdot 0.25m = 0.0005m^2 = 5cm^2$$

$$A_s = 5.00cm^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.0005m^2 \cdot 347826.087KN/m^2 = 173.91KN$$

$$5\varphi 12 = 196.70KN \Rightarrow 196.70KN > 173.91KN \quad \mathbf{OK}$$

Separación:

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{n - 1} = \frac{1.00m - 2 \cdot 0.05m}{4} = 0.22m \approx 0.20m = 20cm$$

5φ12c/20cm

#### 4.8.5. Comprobación a Cortante.-

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10m \text{ Del lado } a_o \text{ del muro}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_1 \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right)$$
$$\sigma_t = \frac{N_d}{a} = \frac{23.11KN/m \cdot 1.6}{1.40m} = 26.41KN/m^2$$
$$V_d = 26.41KN/m \cdot \left( \frac{1.40m - 0.20m}{2} - 0.20m \right) = 9.51KN$$

Comprobación de cortante:

$$V_d \leq d_2 \cdot f_{cv}$$
$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (0.60m - 0.10m) = 0.75m$$
$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.9971MPa = 997.12KN/m^2$$
$$9.51KN \leq 0.75m \cdot 997.12KN/m^2$$
$$\underline{9.51KN \leq 747.84KN} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo tanto, no es necesaria una armadura para el esfuerzo cortante.

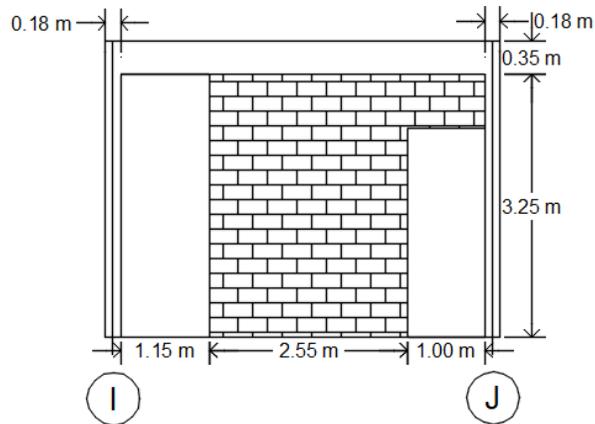
#### 4.8.6. Comprobación a Punzonamiento.-

La comprobación a punzonamiento no es necesaria para zapatas continuas o corridas bajo muro.

#### 4.9. Análisis de cargas para zapata aislada:

Por último, se hará un análisis de la carga para el dimensionamiento de la zapata aislada, este tipo de carga estará dado como carga puntual sobre la columna, y se lo realiza como sigue a continuación:

##### Zapata Aislada:



##### Cargas:

Peso propio Losa =  $1.767 \text{ KN/m}^2$  CYPECAD

Peso propio viga de encadenado =  $(0.18\text{m}) \cdot (0.35\text{m}) \cdot (4.45\text{m}) \cdot (25\text{KN/m}^3) = 7.01 \text{ KN}$

Peso carga muerta del cerámico =  $0.60 \text{ KN/m}^2$

Peso carga muerta de la carpeta de nivelación:  $1.1 \text{ KN/m}^2$

Peso carga viva de servicio =  $1 \text{ KN/m}^2$

##### Peso total de la losa

$$q_{losa} = A_a = A_b = (21.45 \text{ m}^2) \cdot \left(1.767 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) = 37.90 \text{ KN}$$

Peso del cerámico:

$$q_{ceramico} = \left(0.60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \cdot (21.45\text{m}^2) = 12.87 \text{ KN}$$

Peso del muro

$$q_{ceramico} = \left(2.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) \cdot (21.45\text{m}^2) = 12.87 \text{ KN}$$

Peso de la carpeta de nivelación:

$$q_{nivelación} = 1.1 \frac{KN}{m^2} \cdot 21.45m^2 = 23.60 KN$$

Peso total de la carga viva:

$$q_{viva} = 1 \frac{KN}{m^2} \cdot 21.45 m^2 = 21.45 KN$$

Carga total sobre la zapata ( $q_g$ ):

$$\begin{aligned} q_g &= q_{viga} + q_{losa} + q_{ceramico} + q_{nivelación} + q_{viva} \\ &= 7.01KN + 37.90KN + 12.87KN + 23.60KN + 21.45KN \\ q_g &= 102.83 KN \end{aligned}$$

#### 4.10. Diseño de Zapata Aislada.-

Una vez obtenida la carga total para la zapata aislada, se pasa a realizar la solución de la misma. Para esto, se hará uso de lo descrito en el libro Jiménez Montoya 14va edición pág. 506, como procede a continuación:

Solución:

Pre dimensionado (zapata cuadrada):

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{14 - 0.02 \cdot \sigma_{adm}}{100} = \frac{14 - 0.02 \cdot 40KN/m^2}{100} = 0.132 \\ A = a \cdot b &= \frac{N \cdot (1 + \beta)}{\sigma_{adm}} = \frac{102.83KN \cdot (1 + 0.132)}{40KN/m^2} \\ A = a \cdot b &= 2.91m^2 \\ A = a \cdot b &\Rightarrow a = b \Rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{2.91m^2} = 1.71m \approx 1.75m \\ &\underline{a = b = 1.75m} \end{aligned}$$

Canto útil:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{102.83KN \cdot 1.6}{1.75m \cdot 1.75m} = 53.72KN/m^2 \\ d &= \frac{1.1 \cdot \sigma_t}{\sigma_t + 370} \cdot v = \frac{1.1 \cdot 53.72KN/m^2}{53.72KN/m^2 + 370} \cdot \left( \frac{2.00m - 0.20m}{2} \right) = 0.126m \\ d &= 12.6cm < 24cm \end{aligned}$$

Se asume:  $d = 25cm$  (Constructivo)

Canto Total

$$h_T = d + r = 25\text{cm} + 5\text{cm} = 30\text{cm}$$

Dimensiones

$$a = b = 1.75\text{m}$$

$$d = 0.25\text{m}$$

$$h = 0.30\text{m}$$

Rigidez de la Zapata

$$v_{max} < 2 \cdot h$$

$$\frac{(1.75\text{m} - 0.20\text{m})}{2} < 2 \cdot 0.30\text{m}$$

$$0.78\text{m} > 0.60\text{m} \rightarrow \text{Flexible}$$

Comprobación del esfuerzo en el terreno

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

$$\frac{N}{a \cdot b} \leq 40\text{KN/m}^2$$

$$\frac{102.83\text{KN}}{1.75\text{m} \cdot 1.75\text{m}} \leq 40\text{KN/m}^2$$

$$\underline{\underline{33.58\text{KN/m}^2 \leq 40\text{KN/m}^2}}$$

#### 4.10.4. Diseño a flexión

En dirección X = Y

$$M_d = \frac{\sigma_t}{2} \cdot b(v_a + 0.15a_o)^2$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{102.83\text{KN} \cdot 1.6}{1.75\text{m} \cdot 1.75\text{m}} = 41.13\text{KN/m}^2$$

$$M_d = \frac{41.13\text{KN/m}^2}{2} \cdot 1.75\text{m} \cdot \left( \left( \frac{1.75\text{m} - 0.20}{2} \right) + 0.15 \cdot 0.20\text{m} \right)^2$$

$$M_d = 23.32\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{23.32\text{KN} \cdot \text{m}}{1.75\text{m} \cdot (0.25\text{m})^2 \cdot 14000\text{KN/m}^2} = 0.015$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.015 \cdot (1 + 0.015) = 0.015$$

$$U = A_S \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = 0.015 \cdot 1.75\text{m} \cdot 0.25\text{m} \cdot 14000\text{KN/m}^2$$

$$U = 94.71KN$$

$$A_s = \frac{161.00KN}{347826.087KN/m^2} = 0.000272m^2 = 2.72cm^2$$

Cuantía geométrica mínima: del libro Jiménez Montoya 14 edición pág. 509

$$\rho_{min} = 0.0020$$

$$A_{s\ min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.0020 \cdot 1.75m \cdot 0.25m = 0.000875m^2 = 8.75cm^2$$

$$A_s = 8.75cm^2$$

Refuerzo:

$$U = A_s \cdot f_{yd} = 0.000875m^2 \cdot 347826.087KN/m^2 = 304.35KN$$

$$9\phi 12 = 354.00KN \Rightarrow 354.00KN > 304.35KN \quad \mathbf{OK}$$

Separación:

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{9} = \frac{2.00m - 2 \cdot 0.05m}{9} = 0.21cm \approx 20cm$$

$$\underline{9\phi 12c/20cm}$$

#### 4.10.5. Comprobación a cortante

$$S_1 = \frac{d}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.125m \text{ Del lado } a_o \text{ de la columna}$$

Cortante de diseño

$$V_d = \sigma_t \cdot b \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} - d \right)$$

$$\sigma_t = \frac{N_d}{a \cdot b} = \frac{102.83KN \cdot 1.6}{2.00m \cdot 2.00m} = 41.13KN/m^2$$

$$V_d = 41.13KN/m^2 \cdot 2.00m \cdot \left( \frac{2.00m - 0.18m}{2} - 0.25m \right) = 54.29KN$$

Comprobación de cortante:

$$V_d \leq b_2 \cdot d_2 \cdot f_{cv}$$

$$b_2 = b_o + d = 0.18m + 0.25m = 0.43m$$

$$d_2 = 1.5v_2 = 1.5 \cdot (0.91m - 0.125m) = 0.785m$$

$$f_{cv} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \cdot \sqrt[3]{(21MPa)^2} = 0.9971MPa = 997.12KN/m^2$$

$$54.29KN \leq 0.43m \cdot 0.785m \cdot 997.12KN/m^2$$

$$\underline{54.29KN < 336.58KN} \quad \text{OK CUMPLE}$$

Por lo tanto, no es necesaria una armadura para el esfuerzo cortante.

#### **4.10.6. Comprobación a punzonamiento:**

Esta comprobación solo será necesaria si se da esta condición:

$$\frac{v}{h} > 3.50$$

$$\frac{v}{h} = \frac{0.78m}{0.60m} = 1.30$$

$$1.30 < 3.50$$

Por lo tanto, la comprobación a punzonamiento no es necesaria en esta zapata.

#### **4.11. Comparación Económica**

Se tienen las dos alternativas:

- Zapatas corridas (alternativa 1)
- Zapatas aisladas (alternativa 2)

Se realiza un análisis de precios unitarios por m<sup>3</sup> de cada una de las alternativas para así saber cuál es la mejor opción dentro de lo que respecta ámbito económico.

##### **Zapatas Corridas**

El costo por metro cúbico para este tipo de zapatas según el Análisis de Precios Unitarios es de 3,012.29 Bs/m<sup>3</sup>, teniendo un volumen total de estas zapatas igual a 246.54 m<sup>3</sup> haciendo que el precio total de este ítem sea de 742,650.00 Bs.

##### **Zapatas Aisladas**

El costo por metro cúbico para este tipo de zapatas según el Análisis de Precios Unitarios es de 2,992.72 Bs/m<sup>3</sup>, teniendo un volumen total de estas zapatas igual a 92.40 m<sup>3</sup> haciendo que el precio total de este ítem sea de 276,526.97 Bs.

**Tabla 4.2.**  
**Resumen del Análisis Comparativo entre zapatas corridas y zapatas aisladas**

Actividad	Zapatas Corridas	Zapatas Aisladas
Volumen (m3)	246.54	92.40
Precio Unitario (Bs)	3,012.29	2,992.72
Precio total (Bs)	742,650.00	276,526.97

Fuente: Elaboración propia

Este análisis comparativo se puede observar más a detalle en el apartado de Anexos (Anexo VI).

#### **4.12. Comparación de Cuantías de Hormigón y Acero**

Se realizará una comparación de las cuantías, tanto geométricas como en obra, que se necesitarán de cada material para la realización de las dos actividades (zapatas corridas y zapatas aisladas).

##### **4.12.1. Cuantías Geométricas**

###### **Zapatas Corridas**

La cuantía geométrica de acuerdo al cálculo realizado en apartado 4.8 es la siguiente:

$$A_s = 5\phi 12mm = 5 * 1.13cm^2 = 5.65cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{5.65 cm^2}{100 cm * 25 cm} = 0.0023$$

###### **Zapatas Aisladas**

La cuantía geométrica de acuerdo al cálculo realizado en apartado 4.10 es la siguiente:

$$A_s = 9\phi 12mm = 9 * 1.13cm^2 = 10.17cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{10.17 cm^2}{175 cm * 25 cm} = 0.0023$$

#### **4.12.2. Cuantías en obra**

##### **Zapatas Corridas**

La cantidad de hormigón que se empleará para esta actividad es de 246,54 m<sup>3</sup> en total y para armar un metro cúbico de este tipo de zapatas se necesitan 27.78 kg de acero por metro cúbico de hormigón.

##### **Zapatas Aisladas**

La cantidad de hormigón que se empleará para esta actividad es de 92,40 m<sup>3</sup> en total y para armar un metro cúbico de este tipo de zapatas se necesitan 22.02 kg de acero por metro cúbico de hormigón.

#### **4.13. Conclusión del Aporte Académico.-**

Según el análisis comparativo entre zapatas corridas y zapatas aisladas se pudo determinar lo siguiente:

- Las zapatas corridas soportan mejor los efectos de punzonamiento generados en el terreno a diferencia de las zapatas aisladas.
- En terrenos con baja resistencia admisible, como es este el caso, resultan mejores las zapatas de tipo flexible, puesto que son necesarias dimensiones en planta relativamente elevadas, para así obtener un área de contacto de la fundación con el terreno más amplio.
- Las zapatas corridas a diferencia de las zapatas aisladas son menos propensas a sufrir asentamientos diferenciales.
- Las zapatas corridas sirven para distribuir uniformemente los esfuerzos de los muros de mampostería de ladrillo.
- En cuanto al aspecto económico, las zapatas corridas o continuas bajo muro son excesivamente costosas en comparación con las zapatas aisladas, habiendo una gran diferencia en el costo total de cada uno de los ítems. Esto también se debe

a que el terreno de fundación es relativamente malo, haciendo que se tenga que optar por zapatas del tipo flexible en ambos casos (tanto zapatas aisladas como zapatas corridas), puesto que de esta manera se resisten con mayor eficiencia las solicitaciones de la estructura.

## CONCLUSIONES

- Del estudio topográfico proporcionado por el Gobierno Autónomo del Municipio de Bermejo, se concluye que el terreno de emplazamiento se puede considerar plano con muy poca variación de cotas, cuya pendiente es de 3.9%.
- Del estudio de suelos, se concluye que el nivel apto para fundar es de 2.00 m de profundidad ya que a este nivel se encuentra la resistencia más desfavorable entre los pozos 2 y 3 dentro la estructura aporticada, cuyo valor es de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>.
- Realizar un predimensionamiento adecuado de cada uno de los elementos estructurales, reduce las iteraciones en el proceso de diseño de los elementos estructurales, por esto el predimensionamiento es solamente un punto de partida para el diseño, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final, sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos, de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos y el análisis de los efectos.
- La norma boliviana CBH-87 al ser basada en la norma EHE de España, que sigue los lineamientos de diseño en estados límites, y por no contar con normas nacionales definidas para cargas y estudio de suelos, hace que las normas DBSE-AE y la E-050 sean las adoptadas para estos apartados.
- Los resultados del cálculo manual y los del CYPECAD tienen poca variación, siendo esta de un  $\pm 5\%$  respecto al área de acero necesaria en los elementos estructurales. Por lo tanto, los resultados del cálculo manual comparados con los del software demuestran una mayor seguridad de los mismos.
- Es necesario aclarar que los precios unitarios y el costo total de la obra fueron evaluados solo para el diseño estructural sin contar la obra fina, no se tomaron en cuenta las instalaciones sanitarias, eléctricas y de gas.
- El cronograma de ejecución de la obra está estimado para un contingente mínimo de 9 trabajadores, 1 retroexcavadora y 1 vibro compactador manual tomando en cuenta solo los días hábiles para el trabajo de la semana.

- Las especificaciones técnicas son las adecuadas y deberán ser respetadas durante la construcción para que el diseño sea eficaz.
- El costo estimado de obras preliminares y obra gruesa del proyecto mediante la realización del análisis de precios unitarios y los cálculos métricos es aproximadamente de Bs 1,848,865.79 (Un millón ochocientos cuarenta y ocho mil ochocientos sesenta y cinco con 79/100 Bolivianos)
- El tiempo estimado de obras preliminares y obra gruesa para la construcción del Centro de Salud es de 224 (doscientos veinticuatro) días hábiles laborales.

## **RECOMENDACIONES**

- Revisar la información tanto topográfica, estudio de suelos y diseño arquitectónico proporcionada por las entidades ya que estos pueden o no contener errores.
- Es de fundamental importancia tomar en cuenta el recubrimiento en las piezas de hormigón armado, ya que el recubrimiento en las piezas cumple la función de protección de las armaduras contra la corrosión.
- Para la optimización de los resultados obtenidos del programa del cálculo estructural es necesario realizar una interpretación de lo que arroja el paquete y una modificación a esos resultados obtenidos ya que no es un medio pensante el cual diseñará de acuerdo a los parámetros establecidos en su elaboración, y de esta forma llegar a un dimensionamiento óptimo, teniendo siempre presente que el CYPECAD o cualquier otro software es una herramienta de apoyo.
- En la construcción se deben seguir los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- No hacer modificaciones o cambios de uso en los ambientes ya que algunas zonas están proyectadas específicamente para la función que ha de cumplir.