

## **CAPÍTULO I**

### **1. ANTECEDENTES.-**

#### **1.1.El problema**

La Unidad Educativa Rancho Norte si bien no se encuentra en un espacio apartado y muy lejano de la carretera Nacional, si tiene la inscripción de alumnos con hogares distanciados de la Unidad Educativa por lo que presenta continuas faltas y retrasos en si del alumnado a lo largo de la gestión, puesto que genera un nivel académico bajo por una educación discontinua.

Con la finalidad de reducir el bajo nivel académico, ya que la unidad educativa Rancho Norte cuenta con nivel inicial, nivel primario y nivel secundario, donde especialmente cuenta con alumnado de las diferentes comunidades aledañas del municipio en el nivel secundario, el Gobierno Autónomo Municipal de San Lorenzo en coordinación con docentes, y padres de familia, ven la necesidad de gestionar un proyecto que solucione este problema.

#### **1.1.1. Planteamiento**

En la “Unidad Educativa Rancho Norte” se presenta la inasistencia de los estudiantes debido a que los que asisten a esta unidad educativa tienen viviendas alejadas, por lo que estos casos se hacen frecuentes a lo largo de toda la gestión estudiantil presentando faltas como también así retrasos, que ocasionan un nivel académico estudiantil bajo por la inasistencia que desfavorece su aprendizaje, de mantenerse la situación actual el pronóstico que se prevé es la deserción escolar y esto se da quizá por la falta de un transporte que llegue hasta la misma unidad, por lo que se hizo necesario plantear como solución las siguientes alternativas:

- Implementación de transporte estudiantil
- Construcción de albergue para los estudiantes.

#### **1.1.2. Formulación**

Con la construcción del albergue para los estudiantes se puede solucionar el problema, ocasionando que los rendimientos académicos crezcan a favor de la unidad educativa como así mismo de los estudiantes, y de esta manera ayudarlos en su formación. Como un análisis de la posible solución del problema se plantea el Diseño Estructural De Albergue Para La Unidad Educativa Rancho Norte como la alternativa más adecuada.

### **1.1.3. Sistematización**

La mejor alternativa de solución sea la más conveniente técnica y económicamente. Por lo cual para este caso será:

Alternativa 1.-

\*Estructura de cubierta

- No contiene.

\*Cerramientos horizontales

- Losa alivianada con viguetas

\*Estructura portante

- Sistema a porticado de H° A°

\*Cimentaciones

- Zapata superficial (aislada)

### **1.2.Objetivos**

Se plantean los siguientes objetivos:

#### **1.2.1. General**

Diseñar la estructura de sustentación del Albergue Para La “Unidad Educativa Rancho Norte” según la alternativa de planteo estructural elegida, a ser construida en la Provincia Méndez localidad Rancho Norte.

#### **1.2.2. Específicos**

- Establecer las normativas de construcción con las que se realizara el diseño estructural.
- Aplicar los conocimientos adquiridos en Hormigón Armado.
- Aplicar el software CYPECAD 2014 para el cálculo de la estructura aporticada.
- Verificar los resultados de la estructura aporticada, con la aplicación de la Norma Boliviana del Hormigón CBH-87.
- Comprender los conceptos que rigen el comportamiento de una escalera auto-portante.
- Diseñar la escalera auto-portante y presentar un informe detallado del mismo.
- Realizar un análisis de precios unitarios de los ítems considerados para el presente proyecto.
- Estimar el costo económico para el desarrollo del proyecto.

- Realizar un cronograma de ejecución del proyecto y de este, se estimara el tiempo de ejecución del proyecto.

### **1.3. Justificación**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

#### **1.3.1. Académica**

Con este estudio se pretende profundizar los conocimientos adquiridos en los años de formación universitarias en el diseño de estructuras, en el empleo de la norma que me permitirá dimensionar la estructura desarrollando criterios apropiados para el diseño estructuras.

Al mismo tiempo con la culminación de este Proyecto de Ingeniería Civil se espera obtener el título de Licenciatura en Ingeniería Civil.

#### **1.3.2. Técnica**

El lugar de construcción del albergue, fue establecido por la unidad educativa el mismo cumple con el espacio requerido en base a la información topográfica.

#### **1.3.3. Social e Institucional**

Otorgar a la “Unidad Educativa Rancho Norte” un diseño estructural de albergue, el cual le permita el alojamiento de estudiantes que conforman esta unidad educativa. Además indicar que el estudio realizado del albergue cuenta con el respaldo institucional de las Autoridades Municipales conjuntamente con el Director de la Unidad Educativa.

### **1.4. Alcance del proyecto**

Con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto de ingeniería civil CIV-501 y la propuesta de proyecto de ingeniería civil elaborada en la asignatura CIV-501, se estableció que la mejor alternativa viable es el proyecto a Diseño Estructural De Albergue para la Unidad Educativa Rancho Norte.

De acuerdo con la información recopilada en el perfil la propuesta y los planos Arquitectónicos, se considera Proyecto viable en lo social, técnico y económico. Cabe resaltar que el proyecto enfocara al diseño estructural, por lo tanto no se hará referencia a los servicios básicos (agua potable, alcantarillado y red eléctrica).

## **Resultados a lograr:**

- Diseño y cálculo estructural de la Unidad Educativa “Rancho Norte” en la localidad de Rancho Norte.
- Procedimiento detallado del diseño de una escalera auto - portante.
- Planteamiento de la hipótesis de carga.
- Método constructivo aplicable según las normas Bolivianas para el diseño.
- Cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto general.
- Plan de construcción, especificaciones constructivas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto.
- Elaboración de planos estructurales.

### **1.5.Localización**

Se encuentra ubicado en la localidad de Rancho Norte perteneciente al Municipio de San Lorenzo de la Provincia Méndez, ubicado en la parte norte del departamento de Tarija, a 11 km de la ciudad capital. Con las siguientes coordenadas geográficas: 21°26`40.93`` de latitud sur y 64°44`55.22`` de longitud oeste, con una altitud de 1998.00 m.s.n.m.



Figura 1.1 Vista aérea del sitio de emplazamiento del proyecto.

### **1.6.Información de utilidad para la ejecución del proyecto**

#### **1.6.1. Descripción de la infraestructura.**

Un análisis previo de los elementos estructurales que se implementarán en el diseño estructural.

**Estructura aporticada:** Está complementada por losas alivianadas, vigas, columnas, todas de hormigón armado y/o pretensado.

**Cimentación:** Está conformada por Zapatas aisladas y zapatas corridas y zapatas de medianera.

**Estructuras especiales:** Las escaleras de hormigón armado.

### 1.6.2. Descripción del área de emplazamiento.

El terreno cuenta con una superficie útil de 9.832,01 m<sup>2</sup>, topográficamente se considera una superficie plana ya que tiene un bajo desnivel de 1 %.

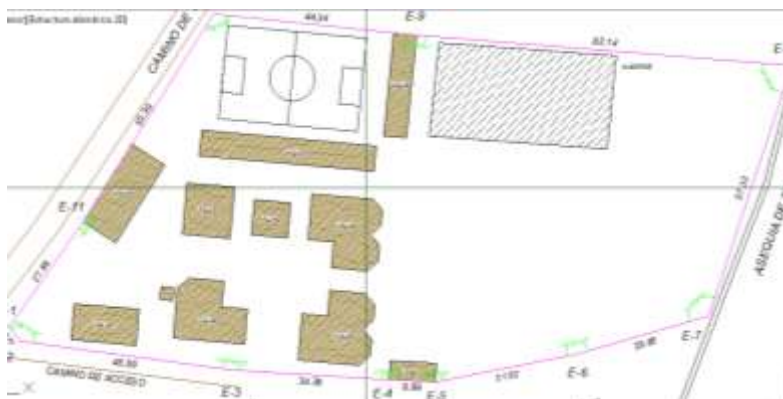


Figura 1.2 Ubicación del sitio destinado del albergue, (sombreado claro).

### 1.6.3. Información socio económica relativa del proyecto.

De acuerdo con el Plan de Desarrollo Municipal del Gobierno Autónomo de San Lorenzo, cuenta con una población de 2353 habitantes.

La población beneficiaria con la construcción del proyecto es:

Distrito	Comunidades	Población total	Hombres	Mujeres	Viviendas	Total población Distrito	Nº de familias
III Santa Bárbara (5comunidades)	Rancho Norte	1123	551	572	315	2353	239
	Rancho Sud	432	222	210	133		92
	Santa Bárbara Chica	211	97	114	73		45
	Santa Bárbara Grande	391	187	204	104		83
	Tucumilla	196	91	105	71		42

**Fuente:** PDM del Gobierno Autónomo De San Lorenzo.

Tabla1.1. Población beneficiara del proyecto

### 1.6.4. Servicios básicos existentes.

De acuerdo a la información proporcionada por el municipio de San Lorenzo, en la actualidad la comunidad de rancho norte, cuenta con agua potable, energía eléctrica y comunicaciones.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO.-

Para el logro del objetivo general del proyecto que es diseñar la estructura de sustentación del Albergue Para La “Unidad Educativa Rancho Norte” según la alternativa de planteo estructural elegida, se debe tener conocimiento de las características físico-mecánicas del suelo de fundación, idealizar el comportamiento estructural, definir el tipo de infraestructura y súper estructura de sustentación y realizar los diseños correspondientes.

#### 2.1. Levantamiento topográfico.-

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio mediante curvas de nivel <sup>(1)</sup>.

El levantamiento topográfico se realiza con la estación total, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo, esto debido a que la toma y registro de los datos topográficos es de forma digital.

#### 2.2. Estudio de suelos.-

El dato fundamental para cálculos un sistema de fundaciones la tensión admisible del terreno ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) y la determinación de la profundidad de cimentación.

Resumiendo los pasos de un estadio convencional:

1. Ensayos “in situ” a cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie de la obra y el peso de la misma.
2. Toma de muestras “in situ” de cada pozo realizado.
3. Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas.
4. Análisis de resultados según los ensayos realizados “in situ” y de laboratorio.
5. Elaboración del informe final con resultados, gráficos, tensiones calculadas.

---

<sup>(1)</sup> Véase: Capítulo 3, figura 3.1 del presente proyecto.

### 2.2.1. Ensayo de penetración normal (SPT).-

En esta práctica se desarrolla el método comúnmente utilizando en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina ensayo de penetración normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga del suelo a distintas profundidades.

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

Los penetrómetros utilizados para el estudio del suelo de fundación se hincan o se hacen penetrar a presión del suelo, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada in situ es la “penetración estándar” que consiste en la hincada del vástago, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 kg.) desde una altura de 30 pulgadas (75 cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el vástago 1 pie (30 cm.).

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

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

La tabla precisa estas relaciones:

N	Consistencia de la arcilla	Resistencia o compresión simple kg/cm <sup>2</sup>
2	Muy blanda	0.25
2 – 4	Blanda	0.25 - 0.50
3 – 8	Media	0.50 – 1
8 - 15	Compacta	1 – 2
15 – 30	Muy compacta	2 – 4
30	dura	4 – 8

**Fuente:** Lab. De Suelos de la U.A.J.M.S.

Tabla 2.1 Relación de resistencia para la arcillas.

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

N	Compacidad de arena
0 – 4	Muy suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Medianamente compacta
30 – 50	Densa
Más de 50	Muy densa

**Fuente:** Lab. De Suelos de la U.A.J.M.S.

Tabla 2.2 Relación de resistencia para arenas.

Teniendo la información del tipo de suelo y el número de golpes obtenidos del ensayo SPT se ingresa en la Tabla 2.1 o Tabla 2.2, según el tipo de suelo que corresponda, se obtiene la capacidad portante del suelo de fundación.

### 2.3.Diseño arquitectónico.-

El diseño arquitectónico tiene como contenido, satisfacer las demandas por espacios habitables, tanto en lo estético, como en lo tecnológico. Presenta soluciones técnicas, constructivas, para los proyectos de arquitectura. Ente los elementos a tener en cuenta para el diseño arquitectónico, están la creatividad, la organización, el entorno físico, la construcción. La responsabilidad de la arquitectura es de un arquitecto competente. El diseño arquitectónico influye en el planteo estructural. (+)

(\*) Véase Anexo A-7. Planos arquitectónicos.



## **2.4.Diseño estructural.-**

El proyecto comprende un análisis técnico siguiendo la Norma Boliviana del hormigón CBH-87 en el diseño de la estructura aporticada.

### **2.4.1. Bases de cálculo.-**

El proceso general de cálculo corresponde al método de los estados límites. Con el objeto de limitar convenientemente la probabilidad de que, en realidad el efecto de las acciones exteriores pueda ser superior a lo 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 debe cumplir estrictamente lo siguiente:

$$S_d \leq R_d$$

Donde:

$S_d$ : valor de cálculo de la sollicitación actuante.

$R_d$ : valor de cálculo de la resistencia de la estructura.

Para el análisis, los elementos estructurales se clasifican en unidimensionales, cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes; bidimensionales, cuando una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos; y tridimensionales cuando ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

Se consideran elementos unidimensionales a los pilares, vigas y arcos, siempre que su longitud sea mayor que el doble del valor del canto total. Se consideran elementos bidimensionales las losas, muros y placas.

Los métodos matriciales permiten analizar estructuras en las que, por la complejidad de su geometría, por el tipo de carga o por el comportamiento de los materiales, no existen soluciones analíticas o son excesivamente complicadas de obtener. La discretización estructural y los tipos de elementos que se utilicen deben ser adecuados para reproducir correctamente el comportamiento estructural. <sup>(+)</sup>

---

<sup>(+)</sup> Su resolución puede consultar cualquier bibliografía de análisis de estructuras, Matrices o Análisis de Estructuras Aporticadas.

### 2.4.2. Estructura aporricada.-

El diseño de la estructura aporricada fundamentada en base a la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

#### 2.4.2.1. Resistencia de Cálculo.-

Se considera como resistencias de cálculo. O de diseño del hormigón (en compresión  $f_{cd}$  o en tracción  $f_{ct,d}$ ) el valor de la resistencia característica adoptada para el proyecto, dividido por un coeficiente de minoración  $\gamma_c$ .

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

Donde:

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

$\gamma_c$  : Coeficiente de minoración.

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

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

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

Donde:

$f_{yk}$  : Limite elástico característico del acero.

$\gamma_s$  : Coeficiente de minoración.

#### 2.4.2.2. Diagrama de cálculo Tensión - Deformación.-

##### Hormigón Armado.-

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales en los estados limites últimos y de acuerdo al grado de precisión requerido y según la naturaleza del problema de que se trate, se puede adoptar uno de los diagramas convencionales siguientes, llamándose la atención respecto a que dichos diagramas no sirven para la determinación del módulo de deformación longitudinal.

**Diagrama parábola rectángulo:** Formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo.

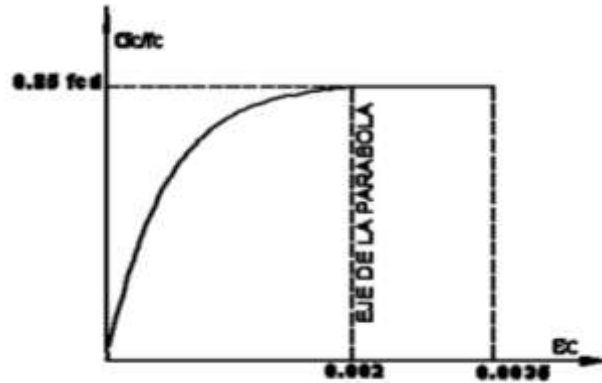


Figura 2.1 Diagrama parábola – rectángulo

El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa 2 por mil (deformación de rotura del hormigón, a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por mil (deformación de rotura del hormigón, en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$ .

**Diagrama rectangular:** Formado por un rectángulo, cuya altura es igual a  $0,80 x$ , siendo “x” la profundidad del eje neutro y el ancho  $0,85 f_{cd}$ .

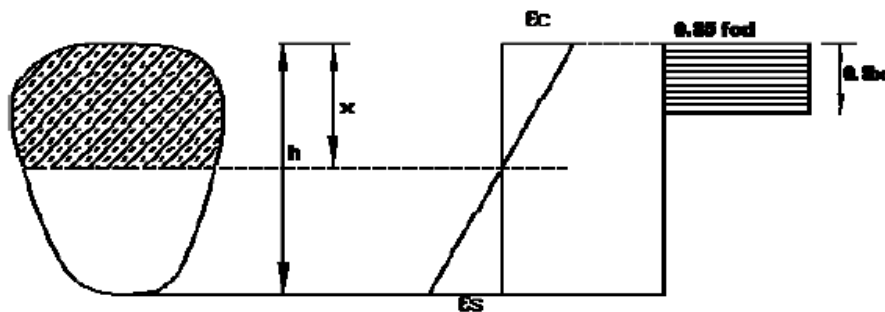


Figura 2.2 Diagrama rectangular.

**Acero estructural:** Diagrama de proyecto tensión - deformación en el que se adopta como base de los cálculos, a un nivel de confianza del 95 %.

Diagrama característico tensión-deformación del acero, en tracción, es aquel que tiene la propiedad de que los valores de la tensión, correspondientes a deformaciones no mayores del 10 por mil, representan un nivel de confianza del 95 % con respecto a los correspondientes valores obtenidos en ensayos de tracción.

Los diagramas de cálculo tensión - deformación del acero (en tracción o en compresión) se deducen de los diagramas de proyecto, mediante una afinidad oblicua, paralela a la recta de Hooke de razón igual a:  $1/e_s$ .

La deformación del acero en tracción se limita al valor 10 por mil, y la de compresión, al valor 3.5 por mil.

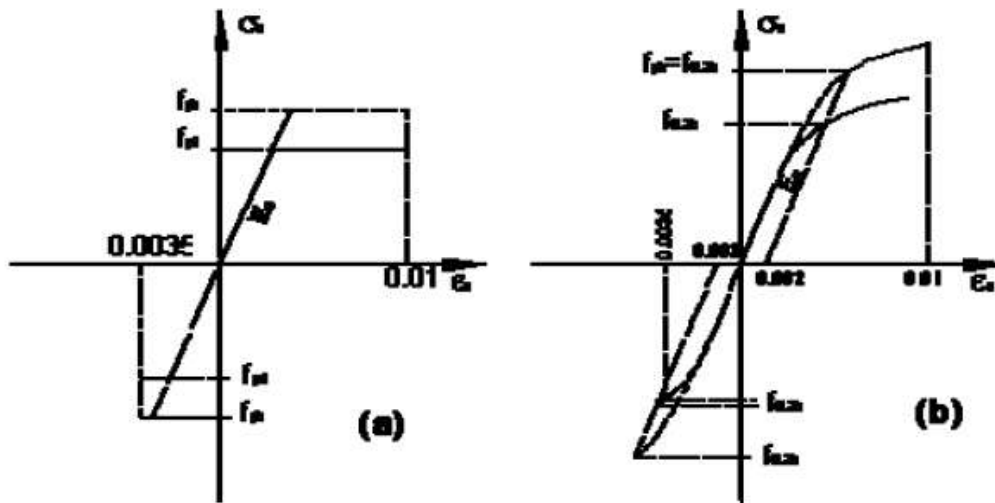


Figura 2.3 Diagrama de tensión-deformación del acero.

#### 2.4.2.3. Módulo de deformación longitudinal.-

**Hormigón armado:** para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial  $E_o$  del hormigón (pendiente de la tangente e el origen de la curva  $\sigma - \epsilon$ ), a la edad de  $j$  días, puede tomarse a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}}$$

Dónde:

$f_{cj}$ : Resistencia características a compresión del hormigón a  $j$  días de edad.

Como modulo instantáneo de deformación longitudinal, secante,  $E_s$  (pendiente de la secante), se adoptara:

$$E_o = 19000 \cdot \sqrt{f_j} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

Valido siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el valor de  $0.5 f_j$ , en esta expresión debe entrarse con  $f_j$  en MPa.

Como valor medio del módulo de la deformación longitudinal del hormigón  $E_{cm}$ , se adoptara el dado por la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 19000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa}$$

$$E_{cm} = 44000 \cdot (f_{ck} + 80)^{1/3} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

Normalmente,  $f_{ck}$  está referido a la edad de 28 días y por consiguiente el valor de  $E_{cm}$  corresponde a dicha edad. Sin embargo, puede utilizarse igualmente la misma expresión para deducir  $E_{cm}$  a partir de una resistencia  $f_j(t_0)$ , correspondiente a una edad de  $t_0$ , dada. Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor  $E$  los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

**Acero estructural:** Como módulo de deformación longitudinal para el acero se tomara:

$$E_o = 210.000,00 \text{ MPa}$$

#### **2.4.2.4. Disposición de las armaduras.-**

Las armaduras que se utilizan en el hormigón armado pueden clasificarse en principales y secundarias, debiendo distinguirse entre las primarias las armaduras longitudinales y las armaduras transversales.

El principal objetivo de las armaduras longitudinales es el de absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o tracción directa, o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.

Las armaduras transversales se emplean para absorber las tensiones de tracción originadas por los esfuerzos tangenciales (cortantes y torsores), para asegurar la necesaria ligadura entre armaduras principales, de forma que se impida su pandeo y la formación de fisuras localizadas.

En cuanto a las armaduras secundarias, son aquellas que se disponen, bien por razones meramente constructivas, bien para absorber esfuerzos no predominantes, más o menos parásitos. Su disposición puede ser longitudinal o transversal.

**Distancia entre barras:** La disposición de armaduras debe ser tal que permita un correcto hormigonado de la pieza de manera que todas las barras queden perfectamente envueltas por el hormigón, teniendo en cuenta en su caso las limitaciones que pueda imponer el empleo de vibradores internos.

La distancia horizontal libre o espaciamiento entre dos barras aisladas consecutiva, será igual o superior al mayor de los tres valores siguientes.

- Dos centímetros.,
- El diámetro de la mayor
- 1.25 veces el tamaño máximo del árido.

**Distancia a los parámetros:** se denomina recubrimiento geométrico de una barra, o simplemente recubrimiento, a la distancia libre entre su superficie y el parámetro más próximo de la pieza. El objetivo del recubrimiento es proteger las armaduras tanto de la corrosión como de la acción del fuego, por ello es fundamental la buena compacidad del hormigón del recubrimiento, más aun que su espesor.

Las diferentes normas establecen para los recubrimientos las limitaciones coincidentes con las que recomendamos a continuación:

- a) Como norma general, cualquier barra debe quedar a una distancia libre del paramento más próximo igual o mayor a un diámetro y a los seis quintos del tamaño máximo del árido.
- b) El valor máximo admisible para el recubrimiento de la capa exterior de armaduras es de cinco centímetros. Si es necesario disponer un mayor recubrimiento y salvo casos especiales de ambientes agresivos, conviene colocar una malla fina de reparto en medio del espesor del recubrimiento, para sujetar el hormigón del mismo.

En la siguiente tabla se recomienda los recubrimientos mínimos para diferentes casos:

Para losas y parámetros en el interior de los edificios	1.5 cm
Para losas y paredes al aire libre	1.5 cm
Para vigas y pilares en el interior de edificios	1.5 cm
Para vigas y pilares al aire libre	2 cm
Para piezas en contacto con el suelo	3 cm
Para un hormigón en medio fuerte agresivo	4 cm

**Fuente:** Norma Boliviana Del Hormigón.

Tabla 2.3 Recubrimientos mínimos.

**Anclaje de las armaduras.-** los anclajes extremos de las barras deben asegurar la transmisión mutua de esfuerzos entre el hormigón y el acero, de tal forma que se garantice que este es capaz de movilizar toda su capacidad mecánica sin peligro para el hormigón.

El anclaje se lo consigue gracias al mecanismo de la adherencia.

Es muy aconsejable, como norma general, disponer los anclajes en zonas en las que el hormigón este sometido a compresiones y, en todo caso, deben evitarse las zonas de varias tracciones. Esto conduce en vigas, a llevar la armadura de momento negativo, sobre apoyos

intermedios, al menos a una distancia de estos del orden del quinto de la luz; y en apoyos extremos, a bajar las armaduras, doblada a 90° por la cara más alejada del soporte.

La longitud de anclaje de la armadura, es función: de sus características geométricas de adherencia, de la resistencia del hormigón, y de la posición de la barra con respecto a la dirección del hormigonado, del esfuerzo de la armadura y de la forma del dispositivo de anclaje. Existen muchas formas para calcular la longitud de anclaje, como ser: por prolongación recta, por gancho y patilla, por armaduras transversales soldadas, por dispositivos especiales. Se usaran las fórmulas para el cálculo de la longitud de anclaje por prolongación recta:

$$l_{bI} = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm} \quad l_{bII} = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \geq 15 \text{ cm}$$

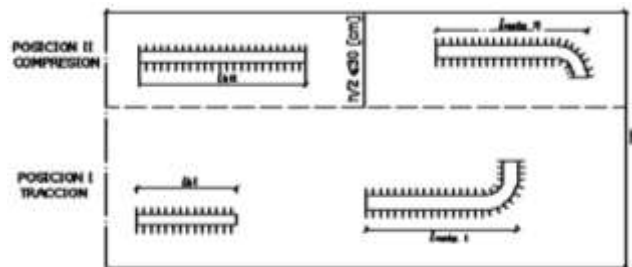


Figura 2.4 Longitud de anclaje, en centímetros.

Donde:

$l_{bI}$ : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición I, en cm.

$l_{bII}$ : Longitud de anclaje por prolongación recta, posición II, en cm.

$m$ : 14 Coeficiente que para Hormigón H20 y Acero AH 400.

$\phi$ : Diámetro de la armadura de acero, cm.

$f_{yk}$ : Limite elástico característico del acero, en N/mm<sup>2</sup>.

**Empalmes de las armaduras.**- Los empalmes son utilizados para transmitir los esfuerzos de una barra a la otra, por medio de un anclaje. La norma Boliviana del Hormigón Armado recomienda que el deslizamiento relativo de las armaduras empalmadas, no rebase 0.1 mm, y que, para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a la otra, el espesor del hormigón que rodea al empalme, sea como mínimo el de 2 veces el diámetro de las barras.

Los empalmes podrán realizarse por traslapo o por soldadura.

**Empalmes por traslapo.-** Es el tipo de empalme más común, no es aconsejable utilizarlo en barras de diámetro mayor a 25 mm., ni tampoco en tirantes. Entre las barras que se empalman, se desarrollan acciones tangentes que deben ser absorbidas por armadura transversal.

**Empalmes sin ganchos.-** El tamaño del empalme es igual al tamaño de anclaje corregido por un coeficiente  $\alpha$  que toma en cuenta, la cantidad de barras traccionadas empalmadas en la misma región, además depende de:

$$l_v = \alpha \cdot l_{b,neto}$$

- Del porcentaje de barras empalmadas en la misma sección.
- El largo del empalme, también depende de la distancia “a” que es la distancia entre ejes de las barras empalmadas, en la misma sección transversal.
- También depende de la distancia “b” que la distancia de la barra empalmada desde la extrema hasta la parte externa de la pieza.



Figura 2.5 Empalme por Traslapo

Distancia entre los empalmes más próximos(Figura 2.5)	Porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción, con relación a la sección total de acero					Barras solapadas trabajando normalmente a compresión en cualquier porcentaje
	20	25	33	50	>50	
$a \leq 10 \text{ } \emptyset$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$a > 10 \text{ } \emptyset$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,0

**Fuente:** Norma Boliviana Del Hormigón.

Tabla 2.4 Valores del coeficiente  $\alpha$

#### 2.4.2.5. Estados límites.-

Todas las estructuras deben reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con el objeto de que pueda rendir el servicio para el que fue proyectada.

Los estados límites pueden clasificarse en:

#### Estados Límites Últimos (ELU).-

Son aquellos que corresponden a la máxima capacidad resistente de la estructura. Se relaciona con la seguridad de la estructura y son independientes de la función que esta



cumpla. Los más importantes no dependen del material que constituye la estructura y son los de:

- **Equilibrio:** Definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.
- **Agotamiento o de Rotura:** Definido por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- **Inestabilidad o de Pandeo:** De una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia, en general, a nivel de elemento estructural.)
- **Adherencia:** Caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- **Anclaje:** Caracterizado por el cedimiento de un anclaje.
- **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.

#### **Estado límite de servicio (ELS, también llamados Estados Límite de Utilización):**

Que corresponden a la máxima capacidad de servicio de la estructura, se relacionan con la funcionalidad, la estética y la durabilidad de la estructura, y depende de la función que deba cumplir, los más importantes son los de:

- **Deformación.-** Caracterizado por alcanzarse una determinada deformación (flechas y giros) en un elemento de la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructura.
- **Fisuración.-** Caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite, función de las condiciones de las condiciones ambientales en que dicha pieza se encuentre y de las limitaciones de uso que correspondan a la estructura en cuestión, se estudia respecto a la sección.
- **Vibraciones.-** Caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencias en la estructura. Se estudia respecto a la estructura o elemento estructural.

#### **Estado límite de durabilidad (ELD).-**

Que corresponde a la durabilidad de la estructura (vida útil). Está relacionada con necesidad de garantizar una duración mínima (vida útil) de la integridad de la estructura.

#### 2.4.2.6. Acciones de carga sobre la estructura.-

Una acción es un conjunto de fuerzas concentradas y repartidas impuestas, o impedidas parcial o totalmente, debida a una misma causa y que aplicadas a una estructura o elemento estructural, son capaces de producir en ella estados tensionales.

Las acciones que en general actúan en los edificios son las que se definen a continuación:

- **Acción gravitatoria.-** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueda actuar por razón de uso. En ciertos casos se puede ir acompañada de impactos o vibraciones.
- **Acción del viento.-** Es la producida por las presiones y sucesiones que el viento origina sobre las superficie.
- **Acción térmica.-** Es la producida por las deformaciones debida a los cambios de temperatura.
- **Acción reológica.-** Es la producida por las deformaciones que experimentan a los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas.
- **Acción sísmica.-** Es la producida por las aceleraciones de las sacudidas sísmicas.
- **Acción del terreno.-** Es la producida por el empuje pasivo del terreno sobre las partes del edificio en contacto con él.

#### 2.4.2.7. Hipótesis de carga para la estructura de hormigón armado.-

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada caso, se procederá de la siguiente forma, partiendo de las acciones de cálculo. Para cada fase de comprobación y para cada estado límite de que se trate se consideran las hipótesis de carga que a continuación se indican y se elegirá la que en cada caso, resulte más desfavorable. En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta solamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible. <sup>(1)</sup>

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

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

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

---

(1) Véase: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 7.4.2

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

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

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

W: Valor característico de la carga del viento.

$W_{eq}$ : Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general, se tomara  $W_{eq} = 0$ . En situaciones topográficas muy expuestas al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0.25 \cdot W$

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

#### 2.4.2.8. Metrado de cargas sobre la estructura.-

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estima las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio.

Como regla general el metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un amento sobre otro; por ejemplo, las cargas existentes en un nivel se tramiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que lo soportan, luego estas vigas al estar apoyadas sobre las columnas, le transmiten su carga; posteriormente, las columnas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

**Máximo momentos flectores en vigas de edificios.-** En un edificio las sobrecargas (SC) actúan esporádica sobre sus ambientes; es decir, un día el ambiente puede estas sobrecargado y al otro día descargado. Esta continua variación en la posición de la sobrecarga origina los máximos esfuerzos en los diversos elementos estructurales, que deben ser contemplados en el diseño.

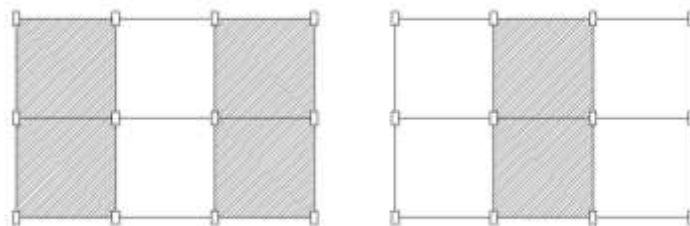


Figura 2.6 Variación de la posición de la SC.

**Máximo momentos flector positivo.-** Para determinar el máximo momento flector positivo debe buscarse que los extremos del tramo sobrecargado roten lo mayor posible, asimilando el tramo en análisis al caso de una viga simplemente apoyada.

Para el caso de los pórticos se sobrecarga con una disposición en forma de “damero”; aunque, para estos casos, puede emplearse el modelo simplificado de la Norma CBH-87 (Fig. 2.6), cabe mencionar que cualquiera fuese el caso, se necesita resolver tan solo dos hipótesis de carga para obtener los máximos momentos positivos en todas las vigas del pórtico.

**Máximo momentos flector negativo.-** si se desea obtener el máximo momento flector negativo en un nudo, debe tratarse que ese nudo rote la menor cantidad posible, mientras que el nudo opuesto tiene que rotar lo mayor posible, tratando de asimilar el tramo sobrecargado al caso de una viga empotrada en el extremo en estudio y articulada en el otro. Esta posición permite además calcular la máxima fuerza cortante.

Sin embargo, ha podido observarse que mientras no exista mucha variación en la magnitud de la sobre carga, así como en las longitudes de los tramos, es suficiente con sobrecargar todos los tramos para calcular simultáneamente los máximos momentos negativos en todos los nudos.

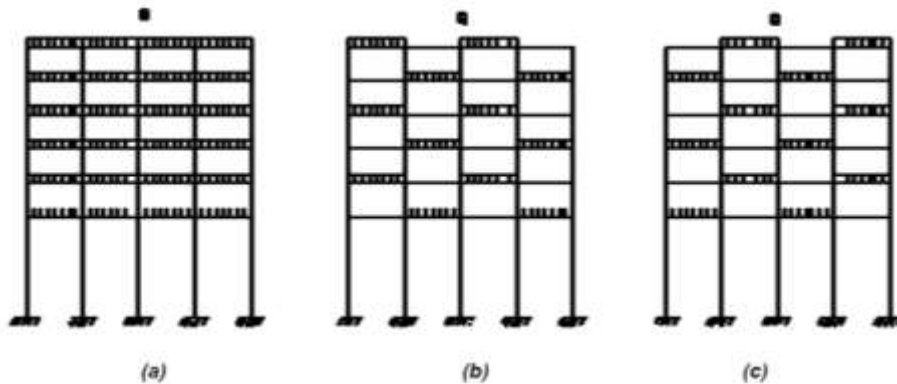


Figura 2.7 Hipótesis de carga para determinar las solicitaciones, más desfavorables.

#### 2.4.2.9. Diseño de los elementos de Hormigón Armado H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>.-

Antes de abordar el cálculo del agotamiento de secciones sometidas a flexión y axial, es preciso plantear una serie de hipótesis de comportamiento. Tres de estas hipótesis son válidas para cualquier método de cálculo de secciones: la planeidad de secciones, la compatibilidad de deformaciones y equilibrio.

En cambio, las ecuaciones constructivas de los materiales, que constituyen la cuarta hipótesis básica, varía según el método que se utiliza.

El método de resolución de un problema de tensiones normales, sea de dimensionamiento, sea de comprobación, consiste en la resolución de un sistema de tres ecuaciones.

**Ecuación de equilibrio de axiles.-** La suma de las tensiones en una cara de la rebanada estudiada debe ser igual que el esfuerzo axial en esa misma cara:

$$\sum A_c \cdot \sigma_{cy} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = N$$

**Ecuación de equilibrio de momentos.-** La suma de momentos de las tensiones en una cara de la rebanada. Deben ser iguales al momento flector en esa misma cara:

$$\sum A_c \cdot \sigma_{cy} \cdot e + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot e + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot e = N \cdot e$$

**Ecuación de compatibilidad de deformaciones.-** Relación lineal entre las deformaciones de las diferentes fibras de la sección.

Para plantear las ecuaciones es preciso que este previamente definida la ecuación constitutiva del hormigón, es decir, hay que decidir que método se va a utilizar, si el parábola – rectángulo (P –R) o el rectangular (R).

#### 2.4.2.10. Vigas.-

Las vigas son elementos estructurales lineales, con diferentes formas de sección transversal y que, por lo general, están solicitadas principalmente a flexión, en el presente proyecto se trata de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a solicitaciones normales en el estado limite ultimo de agotamiento, por rotura o por exceso de deformaciones plásticas, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas. El método seleccionado para su cálculo es el diagrama rectangular.

**Calculo a flexión simple.-** se empleara la tabla universal de cálculo de flexión simple o compuesta en el caso más elemental de flexión sin armadura de compresión proporcionan los valores de la cuantía  $\omega$ , en función del momento reducido  $\mu$ :

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

Donde:

$b_w$ : Ancho de la sección.

$d$ : Canto útil.

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

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

$M_d$ : Momento flector de agotamiento o de cálculo.

$\mu_d$ : Momento flector reducido de cálculo.

$\omega$ : cuantía mecánica (Véase Anexo A-1).<sup>6</sup>

Se recomienda, sin embargo, por razones diferentes de las económicas, limitar la contricción del hormigón de tal modo que la profundidad de la zona comprimida valga menos de 0.45 d y no más.

De este modo el valor del momento reducido  $\mu_{lim}$  es independiente del tipo de hacer utilizado y su valor es:

$$\xi = 0.450 \quad \mu_{lim} = 0.252 \quad \omega = 0.310$$

**Proceso de cálculo de la armadura longitudinal a tracción.**- se presentan dos casos

**\*Para el primer caso cuando la viga no necesite armaduras a compresión, se deberá disponer de una armadura que soporte los esfuerzos de tracción:**

- 1) Se comienza por determinar  $\mu_d$  y se verifica que esta sea menor al límite  $\mu_d < \mu_{lim}$ .
- 2) Con el valor de  $\mu_d$  entrar en las tablas y determinar el valor de  $\omega$ .
- 3) Calcular la armadura para el momento flector tanto positivo como negativo.

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

- 4) Las recomendaciones del código, ofrece los valores de las cuantías geométricas mínimas ( $\omega_{min}$ ) que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función al acero utilizado, con el objeto de cubrir los riesgos de fisuración por efecto de la retracción y variaciones de temperatura, la armadura de tracción debe tener un valor mínimo de:<sup>(1)</sup>

$$\omega_{s \min} = \frac{A_s}{A_c} \quad A_{s \min} = \omega_{s \min} \cdot b_w \cdot h$$

Donde:

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

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

$\omega_{min}$ : cuantía mecánica mínima (Véase Anexo A-1).

---

<sup>6</sup> Verse: "Hormigón Armado" (14ª edición). Apartado 14.4 tabla 14.3.

<sup>(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.1.7.3.

- 5) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados y se calcula la separación libre entre armaduras.

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

**\*Para el segundo caso, cuando la viga necesite armadura de compresión:**

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

$$\omega_{s2} = \frac{\mu_d - \mu_{lim}}{1 - \delta} \quad \omega_{s1} = \omega_{lim} + \omega_{s2}$$

Donde:

$\omega_{lim}$ : Cuantía mecánica limite.

$\omega_{s1}$ : Cuantía mecánica para la armadura a tracción.

$\omega_{s2}$ : Cuantía mecánica para la armadura a compresión.

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

r: Recubrimiento geométrico.

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

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

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

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

- 3) Calcula la armadura mínima: Del mismo modo que en el anterior caso.  
4) Se tomara la mayor armadura de los dos valores anteriormente mencionados.

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot s}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Donde s es la separación entre planos de cercos o estribos, debe cumplir la condición:

$$s_{t \max} < 0.75 \cdot d < 300 \text{ mm}$$

**Armadura de piel.-** En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán unas armaduras longitudinales de piel que por norma no se debe emplear diámetros inferiores a 10mm si se trata de acero ordinario y a 8 mm si se trata de acero ordinario con separación máxima entre las barras de 30 cm y cuantía geométrica mínima en cada cara, referida al alma, igual a:

$$\frac{100 \cdot A_s \text{ piel}}{b(2 \cdot d - h)} \geq 0.05$$

### 2.4.2.11. Columnas.-

Las columnas o pilares de hormigón armado forman piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es la predominante.

Las misiones principales de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra, y en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las armaduras de las columnas suelen estar constituidos por barras longitudinales, y estribos. Las barras longitudinales constituyen las armaduras principales y están encargadas de absorber compresiones en colaboración con el hormigón, tracciones en los casos de flexión compuestas o cortantes, así como de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamientos de hormigón a lo largo de planos inclinados.

Los estribos constituyen la armadura transversal cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, contribuir a resistir esfuerzos cortantes y aumentar su ductilidad y resistencia.<sup>(1)</sup>

**Coefficientes de pandeo (k).**- Los coeficientes de pandeo para piezas aisladas son los siguientes:

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Condiciones en los extremos	<ul style="list-style-type: none"> <li> Rotación impedida y traslación impedida</li> <li> Rotación libre y traslación impedida</li> <li> Rotación impedida y traslación libre</li> <li> Rotación libre y traslación libre</li> </ul>					

Figura 2.8 Coeficiente de pandeo para piezas aisladas.

<sup>(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.



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

Los valores límites para la esbeltez mecánica son los que mencionan a continuación:

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

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

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría, como las secciones en I de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría, y en aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una sollicitación que no está en el plano de simetría.
- En último caso es, sin duda el más frecuente. En el que se encuentran la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción de viento o del sismo puede producir flexiones secundarias, que con frecuencia se desprecian, lo mismo que las que resultaría de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano

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

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

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

**Ábacos adimensionales en roseta.-** Para realizar el cálculo, cuando las piezas que se encuentran sometidas a flexión esviada, se utilizan los diagramas de iteración, adimensionales en flexión recta. Del mismo modo de allí, al variar la cuantía, se obtenía para cada sección un conjunto de diagramas de interacción (N, M), aquí se obtiene un conjunto de superficies de iteración (N, Mx, My). Estas superficies pueden representarse mediante las curvas que resultan al cortarlas por planos  $N = \text{etc}$ . En cada hoja pueden agruparse cuatro u ocho de estos gráficos, aprovechando las simétricas (esta idea, original de Grasser y Linse, ha dado lugar a la denominación en roseta).<sup>(6)</sup> Si además se preparan en forma adimensional, llevando en los ejes los esfuerzos reducidos ( $v, \mu_x, \mu_y$ ), son válidos para una sección rectangular, cualesquiera que sean sus dimensiones y la resistencia del hormigón<sup>1</sup>.

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

**Compresión simple.-** La compresión simple corresponde el caso ideal en que la sollicitación exterior es un esfuerzo normal  $N$  que actúa en el baricentro plástico de la sección.

En la práctica es muy difícil que se presente una compresión simple, dada la incertidumbre del punto de aplicación del esfuerzo normal. Por esta causa, la mayor parte de las normas que las piezas sometidas a compresión se calculen con una excentricidad mínima accidental, o bien que se aumenten convencionalmente los coeficientes de seguridad.

---

<sup>(6)</sup> Verse: “Hormigón Armado” (14<sup>o</sup> edición).

**Excentricidad mínima de cálculo.-** Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro, la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo), igual al mayor de los dos valores:

$$e \geq \begin{cases} h/20 \text{ ó } b/20 \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde:

h: Canto total en la dirección considerada

**Excentricidad de primer orden.-** Se tomara como excentricidad de primer orden la correspondiente al extremo de mayor momento.

$$e_o = \frac{M}{N_d}$$

**Excentricidad accidental (por construcción).-**

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

**Excentricidad ficticia (segundo orden).-** Para piezas de sección rectangular, viene dada por:

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

Donde:

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero, en  $\text{kg/cm}^2$

c: Canto total medio paralelamente al plano de pandeo que se considera, en cm.

$l_o$ : Longitud de pandeo de la pieza, igual a  $l_o = k, l$ , en cm.

**Excentricidad total o de cálculo.-** la sección deberá ser dimensionada para una excentricidad total igual a:

$$e_f = e_o + e_a + e_{fic}$$

**Método general de cálculo.-** En el caso de piezas de sección variable, o de gran esbeltez o bien para estructuras especialmente sensibles a los efectos de segundo orden (por ejemplo, pórticos muy altos o flexibles frente a las acciones horizontales), puede ser necesario recurrir al método general de comprobación, en el que al plantear las condiciones de equilibrio y compatibilidad de la estructura, se consideran los efectos de segundo orden provocados por

las deformaciones. Estas deformaciones son evaluadas tomando en cuenta la fisuración, la influencia de las armaduras sobre la rigidez de la pieza y la fluencia.

Como se comprende fácilmente, su aplicación requiere el uso de ordenadores y programas especiales, siendo además un método de comprobación y no de dimensionamiento.

**Cálculo de la armadura longitudinal.-** las armaduras longitudinales tendrán un diámetro no menor a 12 mm y se situaran en las proximidades de las caras del pilar.

**Momento reducido:**

$$\mu = \frac{N_d \cdot e_f}{h \cdot b^2 \cdot h}$$

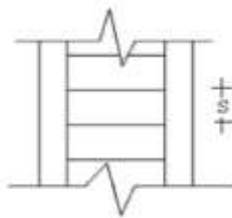
**Axial reducido:**

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}}$$

De los ábacos en rosetas se determinan la cuantía mecánica  $\omega$  (véase Anexo A-1) <sup>(6)</sup>

$$A_{s \text{ TOTAL}} = \frac{\omega \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}}$$

**Cálculo de la armadura transversal.-** Para el cálculo de la armadura transversal en las columnas, la separación entre estribos será:



$$s \geq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimencion de la pieza)} \\ 15 \cdot \emptyset \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\emptyset_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} * \emptyset \text{ de la armadura longitudinal mas gruesa} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

---

<sup>(6)</sup> Verse: “Hormigón Armado” (14º edición).

#### 2.4.2.12. Fundaciones.-

El proyecto de la cimentación de un edificio debe ir acompañado por un estudio de terreno, en el que se consideren el tipo de suelo, su granulometría, plasticidad, humedad natural, consistencia, compacidad, resistencia, deformabilidad, expansividad y agresividad; la situación del nivel freático; las posibles galerías y; las estructuras colindantes, etc.

Entre las acciones que se debe considerar en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos (axial, momento y cortante) transmitidos por la estructura.

Además está el peso propio de la cimentación, el del suelo y rellenos situados sobre la misma, el empuje de tierras y, si hay agua, el empuje hidrostático (sub presión).

Es prácticamente habitual separar el cálculo de la cimentación del de la estructura soportada. Esta se analiza en primer lugar, suponiendo que sus pilares están empotrados rígidamente en la cimentación. Luego se calcula la cimentación sometida a acciones opuestas a estas reacciones. Esta forma de proceder presupone que el conjunto formado por la cimentación y el suelo es mucho más rígido que la estructura, de modo que sus pequeños desplazamientos elásticos no alteran apreciablemente los esfuerzos y reacciones de la misma que en general son de apoyo empotrado. Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de esta y de su interacción con el suelo.

##### 2.4.2.12.1. Zapatas aisladas.-

En las zapatas de espesor variable, el canto en el borde debe ser  $h_o \geq h/3$  y no menor que 25 centímetros. El Angulo de inclinación suele tomarse  $\beta \leq 30^\circ$ , que corresponde, aproximadamente, al ángulo de talud natural del hormigón fresco, con lo cual podría no ser necesario el empleo de contra encofrado si bien, en este caso, la compactación del hormigón es muy difícil.

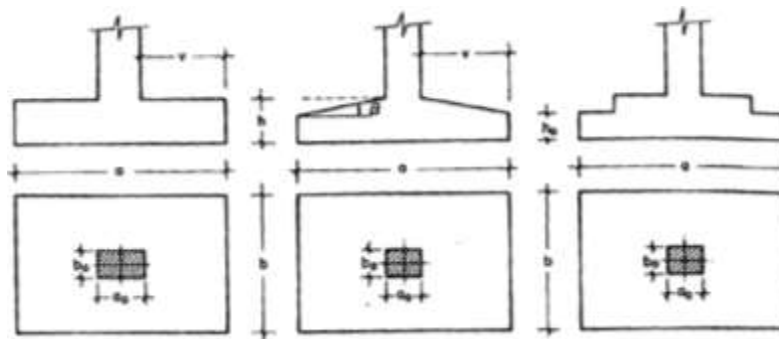


Figura 2.9 Formas típicas de zapatas aisladas.

**Dimensionamiento de zapatas aisladas con carga centrada.-** Las dimensiones a y b de la planta de la zapata se determina en función de la tensión admisible para el terreno:

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

Donde:

N: Es la carga centrada de servicio.

P: El peso propio de la zapata. (En principio para el peso propio se podrá tomar un valor del orden del 10 % de N).

Por razones económicas se dimensionan de modo que no necesiten armaduras de cortante. Para ello se recomienda, en el caso de zapatas de espesor constante, no adoptar para el canto útil d valores inferiores al mayor de los siguientes:

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases} ; \quad \begin{aligned} k &= \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} \\ f_{vd} &= 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \end{aligned}$$

**Determinación de las armaduras de tracción.-** En el caso de zapatas flexibles (aquellas en las que el mayor de sus vuelos cumple las condición  $v > 2 \cdot h$ ), la determinaciones la armadura en tracción debe hacerse aplicando la teoría de flexión en ambas direcciones. Para ello puede usarse las tablas, ábacos y formulas simplificadas.

Las armaduras se determinan en la secciones 1-1 y 1'-1', distanciadas de los paramentos del soporte de hormigón,  $0.15 \cdot a_0$  y  $0.15 \cdot b_0$ , respectivamente (figura 2.6)

El momento de cálculo en la sección 1-1 (Figura 2.6 a) en el caso más general de zapatas con carga excéntrica, es:

$$M_{cd} = b \cdot \left( \frac{a - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right)^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \sigma_{1d} + \frac{1}{3} \cdot (\sigma_{max,d} - \sigma_{1d}) \right]$$

Las tensiones  $\sigma_{max,d}$  y  $\sigma_{1d}$  se obtienen a partir de los esfuerzos mayorados del pilar, sin tener en consideración el peso propio de la zapata, usando el método tradicional elástico. Si la carga sobre la zapata es centrada, el momento de cálculo en la sección 1 – 1, debido a la carga del terreno  $\sigma_1 = N/a \cdot b$ , (Figura 2.6 b), es:

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

La armadura correspondiente a esta sección, de dimensiones  $b \cdot d$ , puede determinarse mediante las tablas o ábacos correspondientes, no debiendo tomarse para  $d$  valores mayores que  $1.5 \cdot v$ . en el caso más frecuente de aceros de dureza natural resulta muy cómoda la fórmula simplificada:

$$\mu_d = \frac{M_{cd}}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad U = A \cdot f_{yd} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

No debiendo adoptarse cantos que requieran cuantías superiores a  $0.01 \cdot (\rho \leq 0.01)$ , por consideraciones de adherencia.

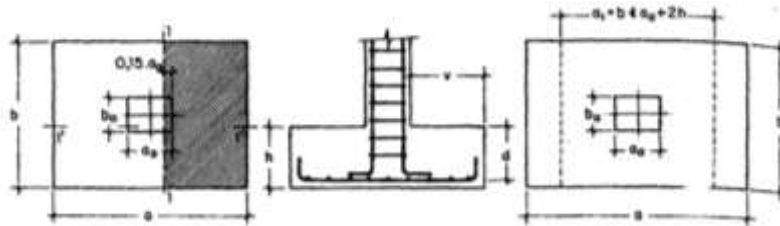


Figura 2.10 Armadura de tracción en una zapata aislada.

#### 2.4.2.12.2. Zapatas de medianera.-

La carga excéntrica puede serlo por dos motivos, porque existe además del canto útil un momento que descentra la carga o porque la propia carga está físicamente desplazada del centro de gravedad geométrico de la zapata. Esto último ocurre en zapatas excéntricas, siendo en la práctica el caso más frecuente el de la zapata de medianera. En este caso al no ser uniforme la distribución de presiones, la zapata tiende a girar, produciendo acciones horizontales sobre la estructura y sobre el terreno.

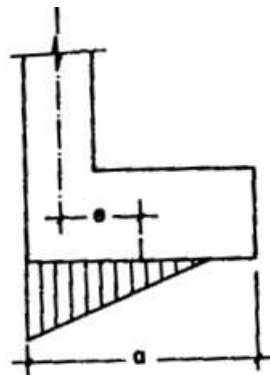


Figura 2.11 Zapata de medianera.

Entre las distintas soluciones que existen para resolver el problema de la zapata de medianería, se estudia a continuación la siguiente:

**Zapata de medianera con viga de riostre.-** Si se une la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato inferior mediante una viga de gran rigidez, puede conseguirse una distribución uniforme para las presiones del terreno (figura 2.8).

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, sus esfuerzos pueden calcularse suponiendo que está apoyada en los mismos. Si  $N_1$  y  $N_2$  son las cargas de servicio transmitidas por los soportes, y  $P_1$  y  $P_2$  los pesos propios de la cimentación, las resultantes de las reacciones del terreno,  $R_1$  y  $R_2$ , se determinan mediante las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos:

$$(N_1 + P_1) + (N_2 + P_2) = R_1 + R_2 \quad ; \quad R_1 = N_1 \cdot \frac{l}{l-e} + P_1$$

$$N_1 \cdot l = (R_1 - P_1) \cdot (l - e) \quad ; \quad R_2 = N_2 - N_1 \cdot \frac{e}{l-e} + P_2$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que  $R_2 > 0$ , pues, en caso contrario, la viga centradora podría levantar el soporte interior.

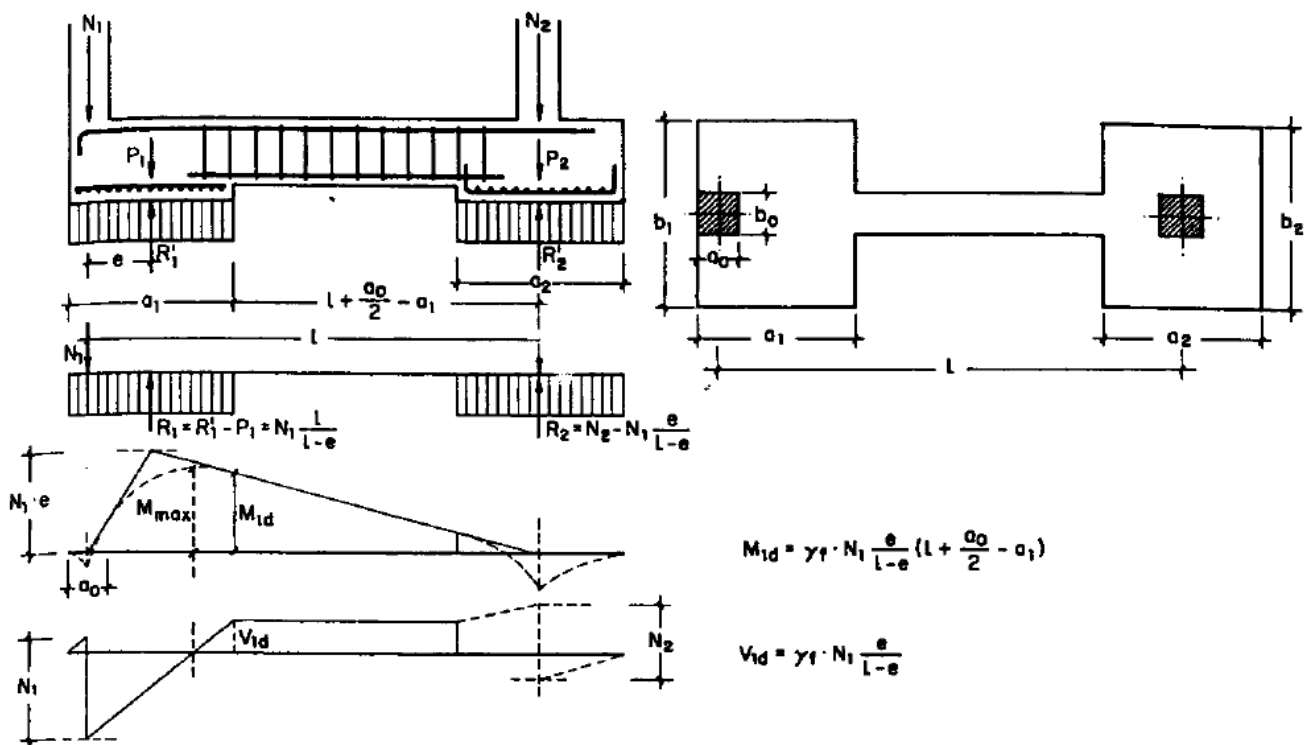


Figura 2.12 Zapata de medianera con viga centradora.



**\*Dimensionamiento.-** Para el canto de la zapata y las dimensiones de la viga centradora deben tomarse valores elevados con el objeto de dar rigidez al conjunto, las dimensiones en planta de la zapata se determinan, en función de la presión admisible para el terreno, mediante las ecuaciones:

$$\frac{R_1}{a_1 \cdot b_1} = \sigma_{adm} \qquad \frac{R_2}{a_2 \cdot b_2} = \sigma_{adm}$$

Que será resolver por tanteos al no conocerse, en principio, el peso propio de la zapata. Para el cálculo estructural se prescinde del peso propio de la cimentación, es decir se consideran como acciones del terreno los valores:

$$\sigma_{t1} = \frac{R_{1d}}{a_1 \cdot b_1} \qquad \text{con} \qquad R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{l}{l - e}$$

$$\sigma_{t2} = \frac{R_{2d}}{a_2 \cdot b_2} \qquad \text{con} \qquad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{l - e}$$

**\*Cálculo de la viga centradora.-** Como ya sido indicado, puede admitirse que la viga centradora está apoyada en los soportes y que sobre ella actúan dos cargas uniformes de longitudes  $a_1$  y  $a_2$ , cuyas respuestas son, respectivamente (figura 2.8):

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{l}{l - e} \qquad \text{y} \qquad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{l - e}$$

Las reacciones de los apoyos de esta viga son  $N_{1d}$  y  $N_{2d}$ .

En el caso más frecuente en que el canto de la viga no supera a los de las zapatas, el armado de la viga centradora se efectúa con el  $M_{1d}$  y el cortante  $V_{1d}$  correspondientes al extremo interior de la zapata de medianera; sus valores se han indicado en la parte interior de la figura 2.8. La zona de estribos debe prolongarse medio canto en el interior de la zapata.

**\*Cálculo de zapatas de medianera.-** Puede admitirse que la zapata está apoyada en la viga centradora, por lo que el cálculo a flexión se hace como el caso zapatas continuas. La armadura principal, paralela a la medianería, se determina como si se tratase de dos voladizos sometidos a la carga  $\sigma_{t1} = R_{1d}/a_1 \cdot b_1$ . Sobre la armadura principal se dispondrá de una armadura de reparto (figura 2.8).

**\*Cálculo de la zapata interior.-** El cálculo de la zapata interior se efectúa como el de la zapata aislada. Dado que sobre la zapata interior la viga centradora ejerce una acción vertical hacia arriba, que es favorable, se recomienda no tenerla en cuenta.

### 2.4.2.13. Escaleras.-

La escalera es un conjunto de peldaños dispuestos sobre un plano inclinado con los que se tiene acceso a plantas de distinto nivel.

Existen distintos tipos de escaleras: escalinatas o escaleras exteriores, escaleras rectas, escaleras de caracol, escaleras helicoidales, etc.

En la siguiente figura se puede observar los elementos de una escalera:

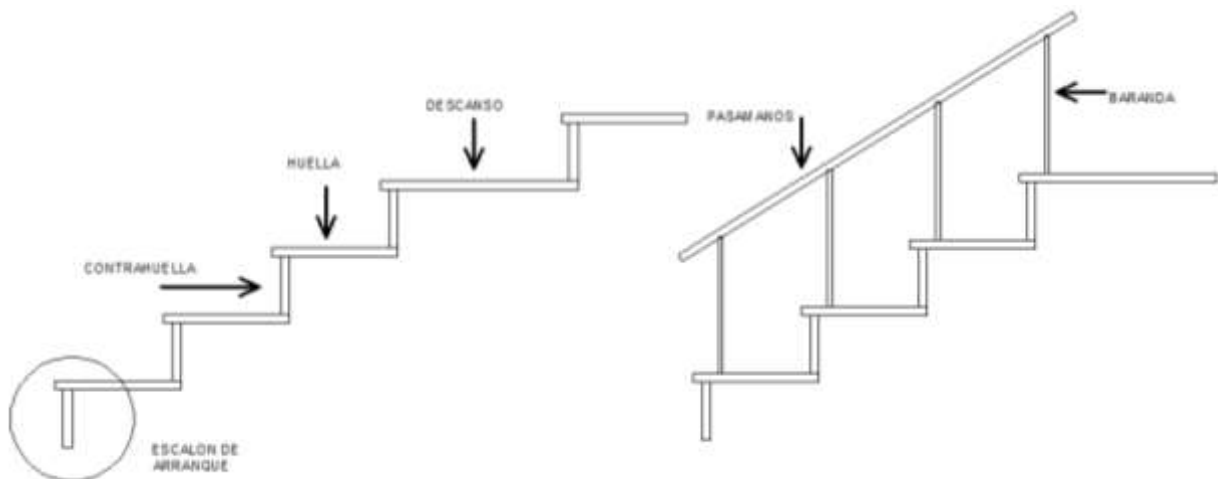


Figura 2.13 Partes constructivas de una escalera.

Debido a su inclinación y poca luz, estas se pueden diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta el diseño.

Para el diseño se considera las cargas verticales actuando sobre la longitud en proyección horizontal y no en su verdadera longitud inclinada.

La obtención de la armadura longitudinal es análoga al de vigas, por otra parte se debe disponer de una armadura de distribución mínima colocada a lo largo del paso.

### 2.4.2.14. Losa alivianada con viguetas de hormigón armado.-

Las losas alivianadas son elementos estructurales unidireccionales. Las cargas actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares a su plano, por lo que su comportamiento es de flexión. El proyecto se elaborara con losas alivianadas, compuestas por viguetas

prefabricadas de hormigón pretensado, carpeta de hormigón y complemento aligerante de plastoform.

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

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

Al realizarse el colocado del concreto en la obra. Se integra en forma monolítica la vigueta con la capa de compresión (como si toda se colocara al mismo tiempo).

La resistencia mínima del concreto colocado en obra será de  $f_c = 250\text{kg/cm}^2$ , fabricado con tamaño máximo de agregado de 15 mm, y debe vibrarse para asegurar su penetración en la cuñas.

Acero de refuerzo en losa de compresión: Se requiere colocar hacer de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se lleguen a presentar así como para evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura, el acero de refuerzo calculado es el mínimo requerido por contracciones y temperatura. Se colocara una armadura de reparo constituida por barras separadas como máximo 30 cm. y cuya área  $A_s$  en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , cumplirá la condición:

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

Donde:

$A_{min}$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ ): En la armadura de reparto <sup>(1)</sup>.

$h$ : Espesor de la losa de compresión (cm).

$f_{sd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura de reparto (MPa).

---

<sup>(1)</sup> Verse: Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87. Apartado 8.3.1.2.

### **2.4.3. Estrategia para la ejecución del proyecto.-**

Para una buena ejecución del proyecto, es necesario, hacer un buen estudio y una evaluación del proyecto, a manera de referencia se presentan las siguientes:

- Reconocimiento de cada una de las actividades del proyecto mediante las especificaciones técnicas.
- Determinar los precios unitarios para la elaboración del proyecto.
- Determinar el presupuesto general del proyecto.
- Planeamiento y cronograma respectivo para la ejecución del proyecto.

### **2.4.4. 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 cantidad de los acabados.

Las especificaciones técnicas se encuentran conformadas por los siguientes puntos:

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

### **2.4.5. Precios unitarios.-**

Este sistema es analítico por el cual el calculista con ayuda en base a los pliegos de condiciones, especificaciones técnica, planos arquitectónicos y planos 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 la que se engloban en un total.

Estos precios están compuestos por los siguientes parámetros:

- Costos directos de cada ítem.
  - Materiales.
  - Mano de obra.
  - Maquinaria, equipo y herramientas.
  - Beneficios sociales.
- Costos indirectos.

- Gastos generales e imprevistos.
- Utilidad.
- Impuestos

#### **2.4.6. Cálculos métricos.-**

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

#### **2.4.7. Presupuesto.-**

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

#### **2.4.8. Planeamiento y cronograma.-**

Desde el punto de vista económico, las diferentes posibilidades constructivas tipológicas, pueden dar a lugar a costos de ejecución y plazos muy diferentes.

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

Para poder realizar un proyecto en tiempo y costo adecuados es necesario elaborar un plan en base al cual se pueda programar y controlar una obra.

Partiendo de aquí se puede entender como la planificación a la formulación de un proyecto de acciones sucesivas que sirva de guía para la realización proyecto.

Tanto la planificación como la programación de una obra se realizan antes de comenzar el proyecto, y son herramientas importantes para poder controlar el mismo. Aunque a veces es necesario reprogramar y replantear.

Existen diversos tipos de técnicas de programación, unas son muy sencillas en su elaboración y fáciles de interpretar, pero tienen ciertas limitaciones. Otras son bastante útiles pero complejas en su elaboración.

Las técnicas comúnmente usadas en la programación de una obra son:

- Diagrama de barras.
- Curvas de producción acumulada.
- Método de la ruta crítica (Critical Path Method, CPM).
- Red de procedencias.
- PERT (Program Evaluation Review Technique).
- Diagrama de tiempo y espacio.

Para el presente proyecto se seleccionó la técnica del diagrama de GANTT ó Diagrama de Barras.

## CAPÍTULO III

### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 3.1.Generalidades.-

Una vez obtenido los planos arquitectónicos y el informe correspondiente al estudio de suelos en la zona de proyecto, se procedió al respectivo cálculo estructural de la infraestructura. Tomando en cuenta la capacidad portante del lugar de emplazamiento de la infraestructura, así mismo, se consideran los diferentes factores que intervienen en el cálculo de este tipo de estructuras.

#### 3.2.Análisis de levantamiento topográfico.-

El levantamiento topográfico fue proporcionado por la entidad interesada (Municipio Autónomo de San Lorenzo). Ver anexo A-8



Figura 3.1 Curvas de nivel.

El terreno cuenta con una superficie útil de 9.832,01 m<sup>2</sup>, topográficamente se considera una superficie semiplano con un desnivel inferior al 1 %.

#### 3.3.Análisis del estudio de suelos.-

Para la determinación de la capacidad portante del suelo, se realizó el ensayo de SPT (STANDARD PENETRATION TEST). Dicho ensayo se realizó en un pozo, ubicado en la parte frontal de donde se realizara el Albergue, con profundidad de 1.80 m.

El estudio de suelos fue elaborado por la Empresa Consultora EOLO S.R.L. dando como resultado lo que se indica a continuación.

Sondeo	Prof. (m)	Tipo de suelo	$\sigma_N$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ADM}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Pozo 1	1.35 – 1.80	Grava y arena limosa A-2-4(0)	1.75	1.50

**Fuente:** Estudio de suelos Anexo A - 2

Tabla 3.1 Características del ensayo.

Las planillas del estudio de suelos se encuentran detalladas en el anexo A-2.

### 3.4. Análisis arquitectónico del proyecto.-

El diseño arquitectónico del Albergue para la U.E. Rancho Norte fue proporcionado por el Municipio Autónomo De San Lorenzo. (\*)

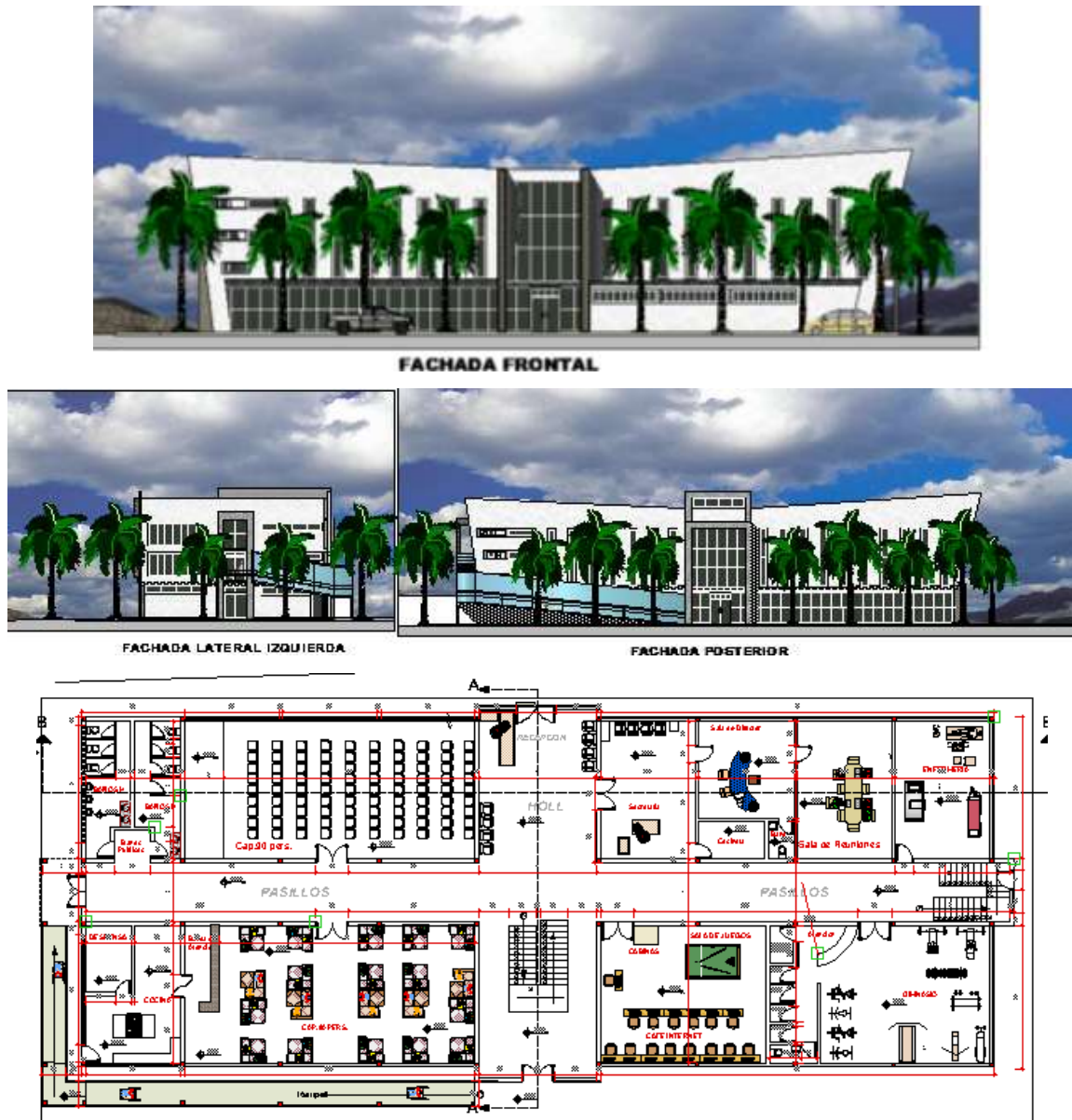


Figura 3.2 Vistas de los planos arquitectónicos.

(\*) Véase Anexo A-8



### 3.5.Planteamiento estructural.-

Se analizó la estructura aporricada de H°A° con sus diferentes elementos, utilizando la Norma Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

**Estructura de sustentación de H°A°:** Está formada por, vigas, columnas, zapatas aisladas y zapatas arriostradas, losa alivianada con viguetas pretensadas, losa de macizas y escaleras. Del estudio se tiene que la capacidad portante del suelo es de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

Se usaran juntas de dilatación a los 20 m. la junta de dilatación debe afectar el edificio en su totalidad, hasta la cimentación considerando estas zapatas de medianera.

La separación estructural que supone una junta de dilatación, se lo hará con: juntas con doble pilar, formando lo que se llama una junta en diapason, la cual materializa una separación completa de la estructura hasta su cimentación donde se usaran zapatas de medianera. En esta separación se embutirá de plastoform.

#### 3.5.1. Estructura aporricada de hormigón armado H°A°.-

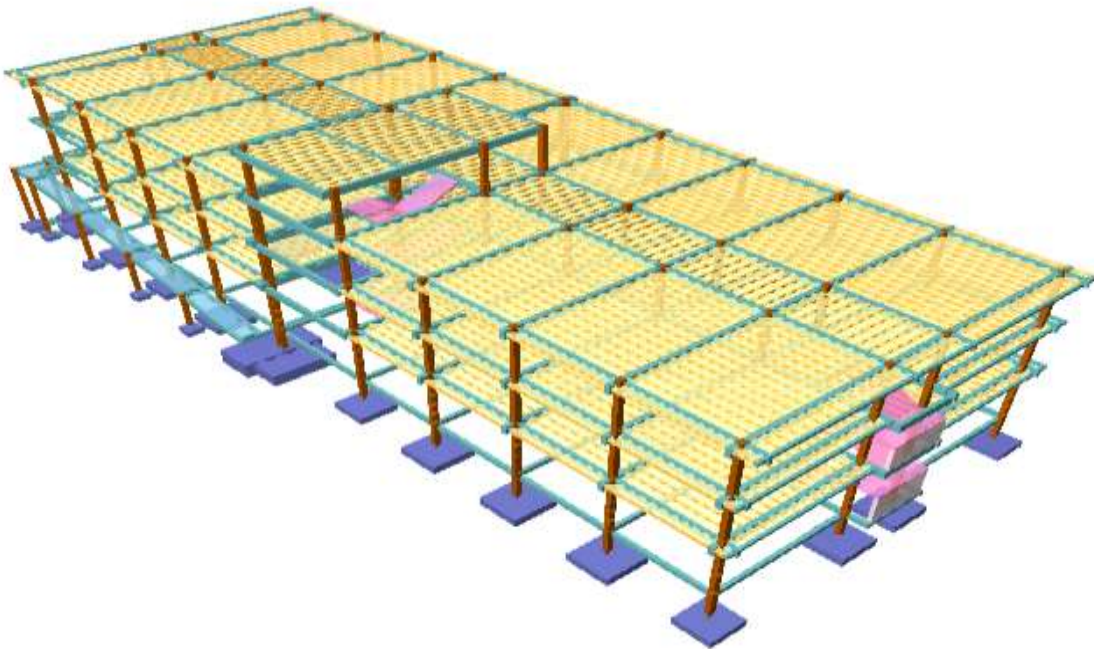


Figura 3.3 Vista 3D de la estructura aporricada

### 3.5.1.1. Cargas consideradas sobre la estructura (2).-

Todas las cargas o acciones adoptadas para la estructura aporticada son las que se mencionan a continuación <sup>(2)</sup>:

**Acciones permanentes o cargas muertas (D).**- Las cargas consideradas como permanentes son la carga debida a su peso.

**Accione variable (Q).**- las cargas consideradas son las vivas que son debidas a la utilización de la estructura, ya que no se tomara en cuenta la acción del viento, ni la acción de sismo.

**Hipótesis de cargas consideradas para la estructura aporticada.**- las hipótesis de carga que se usaran para la estructura aporticada son las siguientes:

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

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

$$\text{Hipótesis III:} \quad 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + F_{eq} + W_{eq}$$

### 3.5.2. Verificación de los elementos de la estructura aporticada.-

Se realizará la comprobación de los siguientes elementos estructurales:

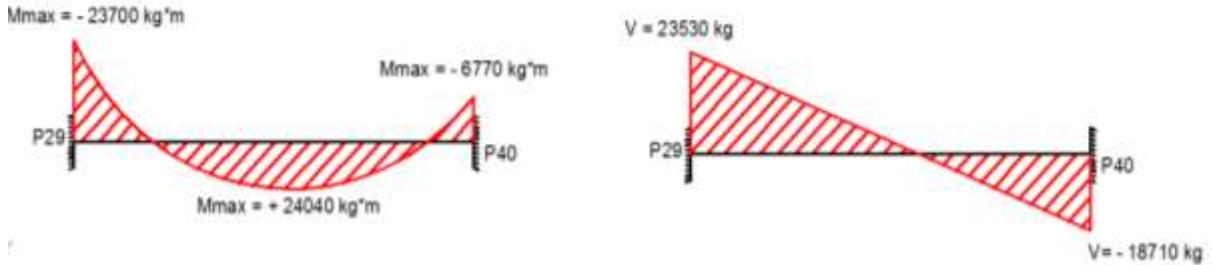
- Verificación de una viga.
- Verificación de una columna.
- Verificación de una zapata aislada.
- Verificación de la viga de atado.
- Verificación de la escalera
- Verificación de la losa maciza
- Verificación de la losa alivianada.

---

<sup>(2)</sup>Verse: “Acciones en la edificación (Norma NBE-AE/88)”.

### 3.5.1.2. VERIFICACIÓN: Viga a flexión

Para la realización del cálculo de la armadura en las vigas, escogemos la más solicitada que es la comprendida entre las columnas P29 y P40 de sección 25x50 cm. Las envolventes en esta viga son las siguientes:



#### Datos:

$M = 24040 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (positivo)
$M_{P29} = 23700 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (negativo)
$M_{P40} = 6770 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (negativo)
$V = 23530 \text{ Kg}$	Cortante máximo en la viga
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del H°
$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero
$b_w = 25 \text{ cm}$	Ancho de la pieza
$d_1 = 3 \text{ cm}$	Altura de recubrimiento mínimo

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

#### Cálculo de la altura mínima

$h = 50 \text{ cm}$	Altura de la viga
$d = h - d_1 = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$	Altura útil de la viga

#### • Cálculo de la armadura longitudinal positiva

$M_d = 21210 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (positivo)
----------------------------	---------------------------

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2404000}{25 \cdot 47^2 \cdot 166.667} = 0,2612$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,2612 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.3251

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.3251 \cdot 25 \cdot 47 \cdot \frac{166,667}{3478,26} = 18,304 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### **Determinación de la armadura mínima**

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0,0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 25 \cdot 50 = 4,125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 18,304 cm<sup>2</sup>

### **Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la viga**

Se usaran 2Ø 25 mm + 2Ø 25mm

$$A_s \text{ Ø25mm} = 2 \cdot 4.909 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Ø25mm} = 2 \cdot 4.909 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19,636 \text{ cm}^2$$

$$19,636 \text{ cm}^2 > 18,304 \text{ cm}^2$$

### **\*Cálculo de la armadura longitudinal negativa en la columna P29**

$$M_{P29} = 23700 \text{ Kg.m}$$

Momento máximo (negativo)

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{2370000}{25 \cdot 47^2 \cdot 166.667} = 0,2575$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,2575 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.3191

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.3191 \cdot 25 \cdot 47 \cdot \frac{166,667}{3478,26} = 17,985 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### **Determinación de la armadura mínima**

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 25 \cdot 50 = 4.125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 17,985 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la viga

Se usaran  $2\emptyset 25 \text{ mm} + 2\emptyset 25 \text{ mm}$

$$A_s \emptyset 25 \text{ mm} = 2 \cdot 4.909 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_s \emptyset 25 \text{ mm} = 2 \cdot 4.909 = 9.818 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19.636 \text{ cm}^2$$

$$19.636 \text{ cm}^2 > 17.985 \text{ cm}^2$$

### \*Cálculo de la armadura longitudinal negativa en la columna P40

$$M_{P40} = 6770 \text{ Kg.m}$$

Momento máximo (negativo)

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{677000}{25 \cdot 47^2 \cdot 166.667} = 0.0735$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,0735 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.07775

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.07775 \cdot 25 \cdot 47 \cdot \frac{166,667}{3478,26} = 4.377 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 25 \cdot 50 = 4.125 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $4.377 \text{ cm}^2$

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la viga

Se usaran  $2\emptyset 20 \text{ mm}$

$$A_s \emptyset 25 \text{ mm} = 2 \cdot 3.1416 = 6.2832 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.2832 \text{ cm}^2$$

$$6.2831 \text{ cm}^2 > 4,377 \text{ cm}^2$$

### • Cálculo de la armadura transversal

$$V_d = 23530 \text{ Kg}$$

Cortante máximo en la viga

Agotamiento por tracción del alma.-

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

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.667} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 6.455 \cdot 25 \cdot 47 = 7584.625 \text{ kg}$$

$$V_d > V_{cu} \rightarrow 23530 > 7584.625$$

Agotamiento por compresión oblicua del alma.-

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 166.667 \cdot 25 \cdot 47 = 58750.1175 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 7584.625 < 23530 < 58750.1175$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 23530 - 7584.625 = 15945.375 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{15945.375 \cdot 100}{0.90 \cdot 47 \cdot 3478.261} = 10.838 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \cdot 25 \cdot 100 \cdot \frac{166.667}{3478.261} = 2.2817 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de **10.838** cm<sup>2</sup> que corresponde para las dos piernas del estribo

#### **Obtención del número de fierros para $A_s$ negativa en la viga**

Se usaran  $\emptyset$  8 mm

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8 \text{ mm}}} = \frac{10.838}{0.503} = 21.547 \text{ barras}$$

Se usaran 22  $\emptyset$  8 mm c/10 cm

$$A_s \emptyset 8 \text{ mm} = 22 \cdot 0.503 = 11.066 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.066 \text{ cm}^2$$

$$11.066 \text{ cm}^2 > 10.838 \text{ cm}^2$$

### Verificación del estado límite de fisuración:

$M = 13256.25 \text{ Kg.m}$	Momento máximo (sin ponderar)
$b_w = 25 \text{ cm}$	Ancho de la pieza
$h = 50 \text{ cm}$	Altura de la pieza
$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia característica del Hº
$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$	Límite de fluencia del acero
$E_s = 21000 \text{ kg/mm}^2$	Módulo de deformación del acero
$L = 690 \text{ cm}$	Longitud de la viga
$r = 2 \text{ cm}$	recubrimiento lateral
$r^{\wedge} = 3 \text{ cm}$	recubrimiento inferior

Fisuración por tensiones normales: (Fisuración por tracción)

Se debe trabajar con las cargas o esfuerzos sin ponderar

La verificación a realizar será:

$$W_K \leq W_{\max}$$

$W_{\max} = 0.4$  clase de exposición tipo I (Ver Anexo A-1)

Abertura característica de la fisura ( $W_K$ )

$$W_K = \beta \cdot S_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde:

$\beta = 1.7$  coeficiente que relaciona la abertura media de la fisura con el valor característico

$S_m$  = separación media entre fisuras, expresado en mm

$$S_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot K_1 * \frac{\emptyset \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Con:

$c = 20 \text{ mm}$  recubrimiento lateral

$s$  = distancia entre barras longitudinales

$$s = \frac{b - 2 \cdot r - n \cdot \emptyset}{n - 1} = \frac{250 - 2 \cdot 2 - (2 \cdot 25 + 2 \cdot 20)}{4 - 1} = 52 \text{ mm}$$

$K_1 = 0.125$  coeficiente del diagrama de tensiones (flexión simple)

$A_{c, eficaz}$  = área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva sobre el área de fisuración, área donde se puede producir la fisura máxima.

$$A_{c,eficaz} = b \cdot h'$$

$$h' = 7.5 \cdot \emptyset + r' = 7.5 \cdot 25 + 30 = 217.5 \text{ mm}$$

$$A_{c,eficaz} = 250 \cdot 217.5 = 54375 \text{ mm}^2$$

$A_s$  = sección total de las armaduras situadas en el área,  $A_{c,eficaz}$

$$A_s = n \cdot \left( \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \right) = 2 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 25^2}{4} \right) + 2 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 20^2}{4} \right) = 1610.1 \text{ mm}^2$$

Remplazando en  $S_m$ :

$$S_m = 2 \cdot 20 + 0.2 \cdot 52 + 0.4 \cdot 0.125 \cdot \frac{20 \cdot 54375}{1610.1}$$

$$\mathbf{S_m = 92.61 \text{ cm}}$$

$\varepsilon_{sm}$  = alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre las fisuras.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[ 1 - K_2 \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] > 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Con:

$$K_2 = 0.5 \quad (\text{cargas duraderas})$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s$  = Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_K}{0.8 \cdot d \cdot A_s} = \frac{1325625}{0.8 \cdot 47 \cdot 16.101} = 2189.677 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{sr}$  = Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

$M_{fis}$  = Momento en la que la fibra más traccionada alcanza el valor de  $f_{ct}$ .

$$M_{fis} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = \frac{25 \cdot 50^2}{6} \cdot 0.3 \cdot \sqrt[3]{250^2}$$

$$M_{fis} = 124015.7072 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{124015.7072}{0.8 \cdot 47 \cdot 16.101} = 234.114 \text{ kg/cm}^2$$

Remplazando:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{2189.677}{2100000} \cdot \left[ 1 - 0.5 \cdot \left( \frac{234.114}{2189.677} \right)^2 \right] = 0.001037$$



$$0.4 \cdot \frac{2189.677}{2100000} = 0.001037$$

$$\mathbf{0.001037 \geq 0.001037}$$

Entonces el valor de la abertura característica:

$$W_K = 1.7 \cdot 92.61 \cdot 0.001037 = 0.1633$$

$$W_K \leq W_{\max}$$

$$\mathbf{0.1633 \leq 0.4 \quad ;Cumple!}$$

### Verificación del estado límite de deformación:

\*Cálculo de la flecha instantánea:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^2}{E_c \cdot I_e}$$

Módulo de deformación secante:

$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$
$$E_c = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 9500 \cdot \sqrt[3]{25 + 8} = 304715.76 \text{ kg/cm}^2$$

Inercia equivalente:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^a \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^a\right] \cdot I_f$$

Momento nominal de fisuración de la sección: ( $M_t$ )

$$M_f = f_{ct,fl} \cdot W_s$$

Resistencia de flexo tracción del hormigón:

$$f_{ct,fl} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.37 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 3.1635 \text{ N/mm}^2$$
$$f_{ct,fl} = 31.635 \text{ kg/cm}^2$$

Modulo resistente de la sección bruta:

$$W_s = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{25 \cdot 50^2}{6} = 10416.667 \text{ cm}^3$$

Reemplazando:

$$M_f = 31.635 \cdot 10416.667 = 329531.2605 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Inercia de la sección fisurada: ( $I_f$ )

$$I_f = n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_{s2} \cdot (x - r) \cdot \left(\frac{x}{3} - r\right)$$

Sección total de la armadura situada en la parte inferior de la viga:

$$A_{s1} = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.5^2}{4}\right) + 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.0^2}{4}\right) = 16.101 \text{ cm}^2$$

Sección total de la armadura situada en la parte superior de la viga:

$$A_{s2} = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}\right) = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.5^2}{4}\right) = 9.8175 \text{ cm}^2$$

Cuantías geométricas de la armadura de tracción y compresión:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = 0.0137$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = 0.008355$$

Coefficiente de equivalencia:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{304715.76} = 6.892$$

Posición del eje neutro para una sección rectangular:

$$x = d \cdot n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 - \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2 \cdot r}{\rho_1 \cdot d}\right)}{n \cdot \rho_1 \cdot \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}}\right]$$

$$x = 1.7314 \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2.078}{0.2447}}\right] = 1.7314 \cdot 2.081 = 3.603 \text{ cm}$$

Reemplazando en  $I_f$ :

$$I_f = 6.982 \cdot 16.101 \cdot (47 - x) \cdot \left(47 - \frac{x}{3}\right) + 6.982 \cdot 9.8175 \cdot (x - 3) \cdot \left(\frac{x}{3} - 3\right)$$

$$I_f = 223359.2194 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia de la sección bruta:

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = 260416.6667 \text{ cm}^4$$

La inercia equivalente será:

$$I_e = \left(\frac{329531.2605}{1325625}\right)^3 \cdot 260416.667 + \left[1 - \left(\frac{329531.2605}{1325625}\right)^3\right] \cdot 223359.2194$$

$$I_e = 223928.47 \text{ cm}^4$$

La flecha instantánea será:

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{22.275 \cdot 620^4}{304715.76 \cdot 223928.47}$$

$$f_i = \mathbf{0.6281 \text{ cm}}$$

\*Cálculo de la flecha diferida:

$$f_d = \lambda \cdot f_i$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho_2}$$

$\xi$  = coeficiente que depende de la duración de la carga; 2 para 5 años o más.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0.008355} = 1.411$$

La flecha diferida será:

$$f_d = 1.411 \cdot 0.6281$$

$$f_d = \mathbf{0.886 \text{ cm}}$$

La flecha total será:

$$f_T = f_i + f_d = \mathbf{1.5142 \text{ cm}}$$

Se adopta un valor máximo para la flecha de:

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{690}{250} = 2.76 \text{ cm}$$

Cumpléndose:

$$f_{Total} < f_{adm}$$

$$\mathbf{1.5142 < 2.76 \quad \text{¡ cumple!}}$$

#### Detalle de la armadura

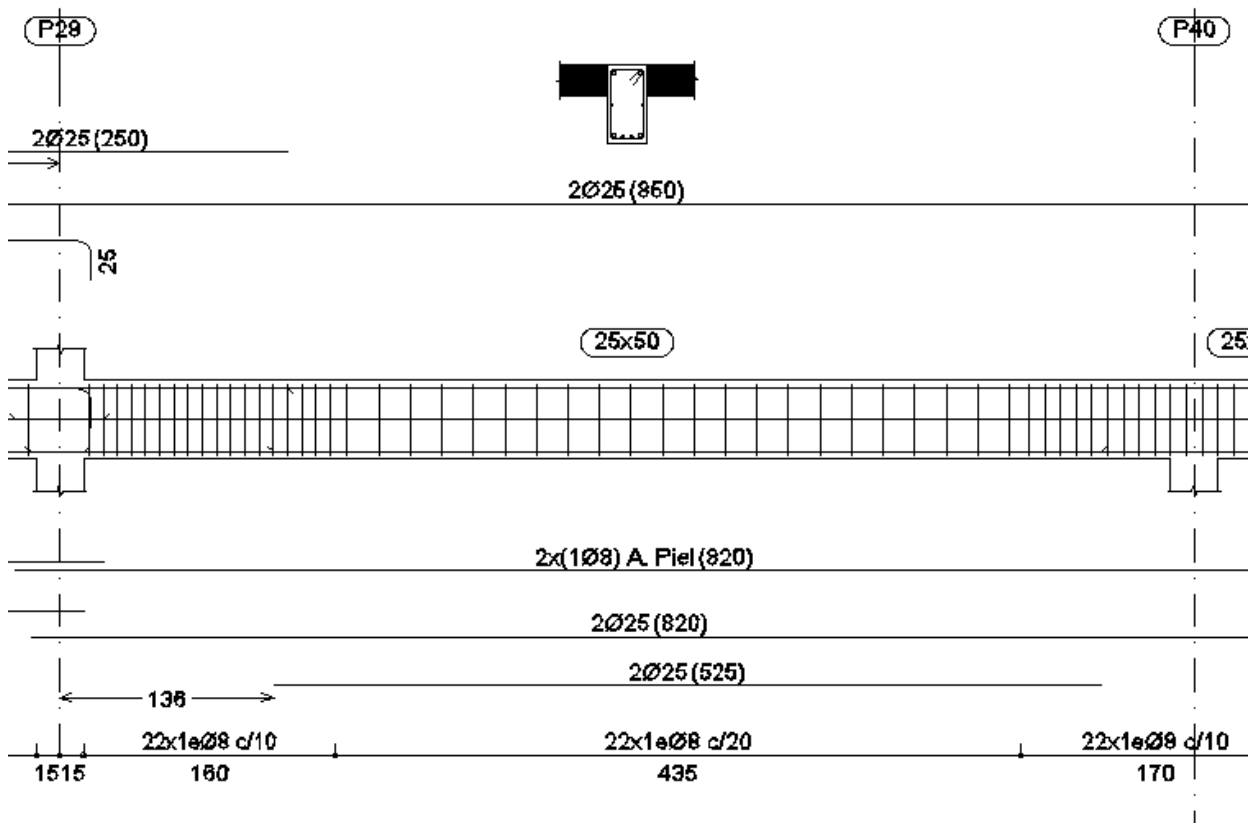


Figura 3.4 Disposición de la armadura de la viga

### 3.5.1.3. VERIFICACIÓN: De la columna

Columna N° P29 primer piso

Datos:

$$N = 105714 \text{ kg}$$

$$\text{Momentos (Mx)} = 5880 \text{ kg.m}$$

$$\text{Momentos (My)} = -4039 \text{ kg.m}$$

$$\text{Coef. Minoración del acero } (\gamma_s) = 1.15$$

$$\text{Coef. Minoración del H}^\circ (\gamma_c) = 1.5$$

$$\text{Resistencia característica del H}^\circ f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Límite de fluencia del acero } f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_0 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$b_0 = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud} = 3.24 \text{ m}$$

#### Cálculo de la esbeltez

Cálculo del coeficiente de pandeo o grado de empotramiento

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{I_c}}{\sum \frac{E \cdot I}{I_v}} \quad ; \quad \psi_B = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{I_c}}{\sum \frac{E \cdot I}{I_v}}$$

#### Calculo de inercias

En columnas de:  $a = 25 \text{ cm}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12} = 0.0005625 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{b \cdot a^3}{12} = 0.000390625 \text{ m}^4$$

En vigas

Viga 1 = Viga 2:  $b = 25 \text{ cm}$ ;  $h = 50 \text{ cm}$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0026042 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{h \cdot b^3}{12} = 0.00065104 \text{ m}^4$$

Viga 3 = Viga 4:  $b = 20 \text{ cm}$ ;  $h = 45 \text{ cm}$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.00151875 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{h \cdot b^3}{12} = 0.0003 \text{ m}^4$$

Viga 5 = Viga 6 = Viga 7 = Viga 8:  $b = 20 \text{ cm}$ ;  $h = 30 \text{ cm}$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.00045 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{h \cdot b^3}{12} = 0.0002 \text{ m}^4$$

$$\psi_{Ax} = \frac{0.000334224}{0.001724216} = 0.19 \quad \rightarrow \quad \psi_{Ay} = \frac{0.0002321}{0.000402254} = 0.58$$

$$\psi_{Bx} = \frac{0.000431651}{0.000365705} = 1.18 \quad \rightarrow \quad \psi_{By} = \frac{0.000299757}{0.000162535} = 1.84$$

Con estos valores se ingresan al monograma confeccionado por Jackson y Moreland, Tabla A-1.9 (Anexos), correspondiente a estructuras traslacionales, obteniéndose de este modo el coeficiente de esbeltez  $\alpha$  y de este la longitud de pandeo.

$$\alpha_x = 1.19 \quad \alpha_y = 1.3$$

Calculo de la longitud de pandeo:

$$l_{ox} = 3.74 \cdot 1.19 = 4.4506 \text{ m} \quad l_{oy} = 3.74 \cdot 1.35 = 5.049 \text{ m}$$

### Valores límites de la esbeltez

$\lambda < 35$  pieza considerada corta

$35 \leq \lambda \leq 100$  puede calcularse excentricidad adicional

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

$$\lambda_x = 51.391$$

$$\lambda_y = 69.961$$

Como la esbeltez se encuentra entre el intervalo  $35 \leq \lambda \leq 100$  se aplica el método aproximado para su verificación:

Determinación de la resistencia minoradas de los materiales

$$f_{cd} = 0.9 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 0.9 \cdot \frac{250}{1.5} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

### Calculo de las excentricidades

Excentricidad de primer orden:

$$e_o = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_{ox} = 3.29 \text{ cm} \quad ; \quad e_{oy} = 1.44 \text{ cm}$$

Excentricidad accidental:

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

$$e_a = \frac{30}{20} = 1.5 \text{ Por lo tanto } e_a = 2 \text{ cm}$$

Excentricidad ficticia debido al pandeo (segundo orden):

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

$$e_{ax} = 4.0162 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \quad ; \quad e_{ay} = 4.494 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

Excentricidad final de cálculo:

$$e_{fx} = e_{ox} + e_a + e_{ax} = 3.29 + 2 + 4.0162 \cdot 10^{-4} = 5.29 \text{ cm}$$

$$e_{fy} = e_{oy} + e_a + e_{ay} = 1.44 + 2 + 4.494 \cdot 10^{-4} = 3.440 \text{ cm}$$

Capacidad mecánica del hormigón:

$$U_c = f_{cd} \cdot A = 150 \cdot 25 \cdot 30 = 112500 \text{ kg}$$

Esfuerzos reducidos:

$$v = \frac{N_d}{U_c} = \frac{105714}{112500} = 0.9697$$

$$\mu_x = \frac{N_d \cdot e_{fx}}{U_c \cdot h} = \frac{105714 \cdot 5.29}{112500 \cdot 30} = 0.17$$

$$\mu_y = \frac{N_d \cdot e_{fy}}{U_c \cdot b} = \frac{105714 \cdot 3.440}{112500 \cdot 25} = 0.13$$

Con estos valores entramos al diagrama en roseta para flexión esviada de Grasser Tabla A-1.10 (Anexos):

$$\mu_x > \mu_y \rightarrow \mu_1 = \mu_x ; \mu_2 = \mu_y$$

$$v = 0.8 \rightarrow w = 0.6$$

$$v = 1 \rightarrow w = 0.73$$

Interpolando se tiene:

$$v = 0.97 \rightarrow w = 0.71$$

Capacidad mecánica de la armadura total:

$$U_{TOTAL} = w \cdot U_c = 79875 \text{ kg}$$

La armadura total:

$$A_{s \text{ TOTAL}} = \frac{w \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = 21.87 \text{ cm}^2$$

Asumiendo dos diámetros uno de 20 mm con área 3.1416 cm<sup>2</sup> y otro de 16 mm con área 2.011 cm<sup>2</sup>

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\text{Ømm}}}$$

$$A_s \text{ Ø20mm} = 6 \cdot 3.1416 = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Ø16mm} = 2 \cdot 2.011 = 4.022 \text{ cm}^2$$

$$A_{sT} = 18.85 + 4.022 = 22.872 \text{ cm}^2$$

Se utilizaran 6 Ø20mm y 2 Ø16mm

$$22.872 \text{ cm}^2 > 21.87 \text{ cm}^2$$

### Cálculo de la armadura transversal

El diámetro del estribo será:

$$\text{Ø}_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \text{Ø de la armadura longitudinal mas gruesa} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

→ Según la primera opción:  $\text{Ø}_{\text{Estribo}} \geq \frac{1}{4} \cdot 20 = 5 \text{ mm}$

→ Según la segunda opción:  $\text{Ø}_{\text{Estribo}} \geq 6 \text{ mm}$

Asumimos un diámetro de estribo de **Ø = 6 mm**.

La separación de la armadura transversal será:

$$s \geq \begin{cases} b \text{ ó } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \text{Ø de la armadura longitudinal mas gruesa} \end{cases}$$

→ Según la primera opción:  $s \geq 25 \text{ cm}$

→ Según la segunda opción:  $s \geq 15 \cdot 1.6 = 24 \text{ cm}$

Asumimos una separación de **s = 20 cm**.

**Por lo tanto se utilizarán estribos de: Ø 6 mm c/ 20cm**

### Detalle de la armadura

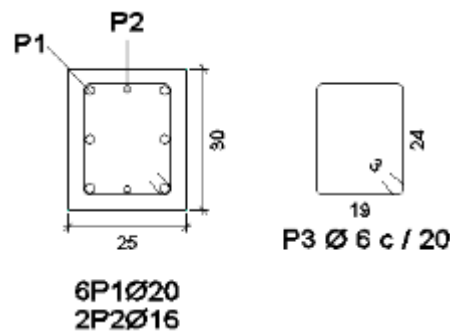


Figura 3.5 Representación gráfica de la columna



### 3.5.1.4. VERIFICACIÓN: De la zapata aislada

Zapata N° P29

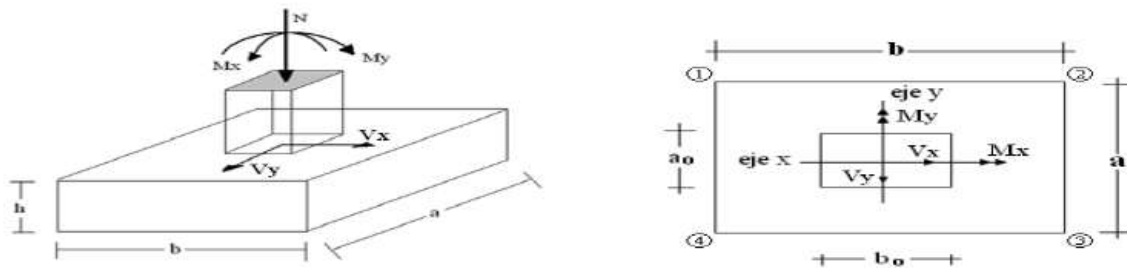


Figura 3.6 Cargas actuantes en la zapata.

Datos:

Normal (N) = 83445 kg

Coef. Minoración del acero ( $\gamma_s$ ) = 1.15

Momentos (Mx) = -720 kg.m

Coef. Minoración del H° ( $\gamma_c$ ) = 1.5

Momentos (My) = -1670 kg.m

Cortante (Qx) = -633 kg

Cortante (Qy) = 1144 kg

Resistencia característica del H°  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Límite de fluencia del acero  $f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$a_0 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$

$b_0 = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$

$\sigma_{adm} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478,26 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el peso propio de la zapata, se asume un valor igual al 5% del total de la carga N por lo tanto el peso será:

$$P = 0.05 \cdot N = 0.05 \cdot 83445 = 4172.25 \text{ kg}$$

Para estimar las dimensiones a y b de la zapata, se encuentra el área mínima que deberá tener la misma:

$$A_{nec} = \frac{N + P}{\sigma_{adm}} = \frac{83445 + 4172.25}{1.5} = 58411.5 \text{ cm}^2$$

$a = b = \sqrt{A}$  entonces  $a = b = 241.685 \text{ cm}$

Se escoge un área mayor a la necesaria:

$$a = 255 \text{ cm}$$

$$b = 255 \text{ cm}$$

Para comprobar si las dimensiones cumplen, se verifica la esquina:

$$\sigma_{max} = \sigma_2 = \frac{N + P}{a \cdot b} + \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} + \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$1.4339 \leq 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Para que la zapata no trabaje a tracción, se recomienda que el  $\sigma_{min} \geq 0$

$$\sigma_{min} = \sigma_4 = \frac{N + P}{a \cdot b} - \frac{6 \cdot M_x}{a \cdot b^2} - \frac{6 \cdot M_y}{b \cdot a^2} \geq 0$$

$$1.26 \geq 0 \rightarrow \text{zapata a compresion}$$

Calculo del canto útil:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166,667} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{4 \cdot f_{vd}}{\gamma_f \cdot \sigma_{adm}} = \frac{4 \cdot 6.455}{1.6 \cdot 1.5} = 10.76$$

$$d \geq \begin{cases} d_1 = \sqrt{\frac{a_0 \cdot b_0}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{a_0 + b_0}{4} \\ d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_0)}{4 + k} \\ d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_0)}{4 + k} \end{cases}$$

$$d \geq \begin{cases} d_1 = 44.18 \text{ cm} \\ d_2 = 30.49 \text{ cm} \\ d_3 = 31.17 \text{ cm} \end{cases}$$

Se adopta un canto útil de **55 cm**

Recubrimiento de **5 cm**

Entonces la altura de la zapata será  $h = d_1 + r = 60 \text{ cm}$

Calculo del peso propio de la zapata:

$$P. P_{zapata} = \gamma_H \cdot \text{volumen} = 2500 \cdot 2.55 \cdot 2.55 \cdot 0.6 = 9753.75 \text{ kg}$$

Corrección de la normal:

$$N_T = 83445 + 9753.75 = 93198.75 \text{ kg}$$

Calculo de corrección de momentos:

$$M_{ox} = M_x + (V_x \cdot h) = 109980 \text{ kg. cm}$$

$$M_{oy} = M_y + (V_y \cdot h) = 235640 \text{ kg. cm}$$

**Verificación al vuelco:**

$$\gamma_x = \frac{N_T}{M_{ox}} \cdot \frac{a}{2} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad 108.045 \geq 1.5$$

$$\gamma_y = \frac{N_T}{M_{oy}} \cdot \frac{b}{2} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad 50.43 \geq 1.5$$

**Verificación al deslizamiento:** Para suelo cohesivo

Para suelos con capacidad admisible de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  el valor de la cohesión es  $1000 \text{ kg/m}^3$

$$C_d = 0.5 \cdot \text{cohesión} = 0.5 \cdot 1000 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{sa} = \frac{a \cdot b \cdot C_d}{Q_x} = 5.14 \geq 1.5$$

$$\gamma_{sb} = \frac{a \cdot b \cdot C_d}{Q_y} = 2.84 \geq 1.5$$

**Cálculo de la armadura:**

Determinación del tipo de zapatas

$$2 \cdot h = 2 \cdot 60 = 120 \qquad v = \frac{255 - 25}{2} = 115$$

$$v < 2 \cdot h$$

Corresponde a una zapata rígida por lo tanto el método usado para el cálculo es el de bielas y tirantes:

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} = \frac{N_d}{2 \cdot 0.85 \cdot d} \cdot \left( \frac{a}{4} - \frac{a_o}{4} \right) = \frac{N_d}{6.8 \cdot d} \cdot (a - a_o)$$

$$A_s = \frac{N_d \cdot (a - a_o)}{6.8 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad \rightarrow \quad A_s = \frac{83445 \cdot (255 - 25)}{6.8 \cdot 55 \cdot 3478,26} = \mathbf{14.753 \text{ cm}^2}$$

Determinación de la armadura mínima:  $w_{\min} = 0.0018$

$$A_{S\min} = w_{\min} \cdot (a - r_1) \cdot d \quad \rightarrow \quad A_{S\min} = 0.0018 \cdot (255 - 16) \cdot 55 = \mathbf{23.661 \text{ cm}^2}$$

Como  $A_{S\min} > A_s$  el área de cálculo será:

$$\mathbf{A_s = 23.661 \text{ cm}^2}$$

### Calculo de número de barras:

Considerando un diámetro de  $\emptyset = 16 \text{ mm}$  con un área de  $A_{s \emptyset 16\text{mm}} = 2.011 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16\text{mm}}} = \frac{23.661}{2.011} = 11.77 \cong 12$$

### Calculo del espaciamiento entre armaduras:

$$s = \frac{b - N^{\circ}_{\text{Barras}} \cdot \emptyset - 2 \cdot r}{N^{\circ}_{\text{Barras}} - 1} = \frac{255 - (12 \cdot 1.6) - 2 \cdot 8}{12 - 1} = 19.98 \cong 20 \text{ cm}$$

### Disposición final de la armadura:

$$\mathbf{12 \emptyset 16 \text{ mm } c/20 \text{ cm}}$$

Dado que la zapata es cuadrada esta armadura será la misma para ambos lados de la zapata.

Calculo de corte

### Calculo del corte:

$$V_d = \frac{\gamma_f \cdot N}{a} \cdot \left( \frac{a - a_o}{2} + 0.15 \cdot a_o \right)$$

$$V_d = \frac{1.6 \cdot 83445}{255} \cdot \left( \frac{255 - 25}{2} + 0.15 \cdot 25 \right) = \mathbf{62174.71 \text{ kg}}$$

### Verificación de la resistencia de adherencia a corte ( $V_{u2}$ ):

$$V_d > V_{u2}$$

Sin armadura de corte, en regiones fisuradas a flexión basta con realizar una sola comprobación a corte: la del agotamiento por tracción del alma

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

Siendo  $f_{cu}$  la resistencia virtual al cortante del hormigón, dado la expresión: (\*)

$$f_{cu} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.50 \cdot \sqrt{166.667} = 6.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u2} = V_{cu} = 6.46 \cdot 255 \cdot 55 = 90601.5 \text{ kg}$$

$$90601.5 > 62174.71$$

**Verificación de la adherencia:**

$$T_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot N^e \cdot \pi \cdot \phi} \leq T_{bd} = 0.95^3 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$$T_d = \frac{62174.71}{0.9 \cdot 55 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 1.6} = 20.833 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{bd} = 0.95^3 \cdot \sqrt[3]{166.667^2} = 25.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$20.833 \leq 25.96$$

**Detalle de la armadura**

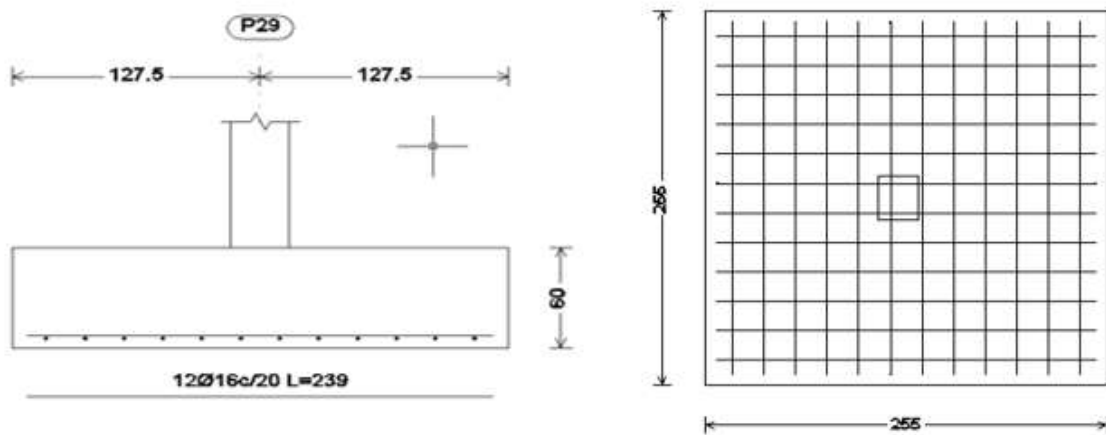


Figura 3.7 Representación gráfica de zapata aislada

### 3.5.1.5. VERIFICACIÓN: De la viga de riostre

Se realiza la verificación de la viga de riostre correspondiente a la zapata de medianera de los pilares P27 y de la zapata aislada del pilar P26, con las características que se indican a continuación.

$$N_1 = 39520 \text{ kg}$$

$$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$N_2 = 71560 \text{ kg}$$

$$f_{cd} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_o = 25 \text{ cm}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$b_o = 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$L = 512.5 \text{ cm}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

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

**Solución de la viga centradora.-** Consiste en unir la zapata del soporte de fachada con la correspondiente al soporte inmediato interior, mediante una viga de gran rigidez que realiza la unión.

Como la rigidez de esta cimentación es muy grande respecto a las correspondientes a los soportes, pueden admitirse que está apoyada en los mismos.

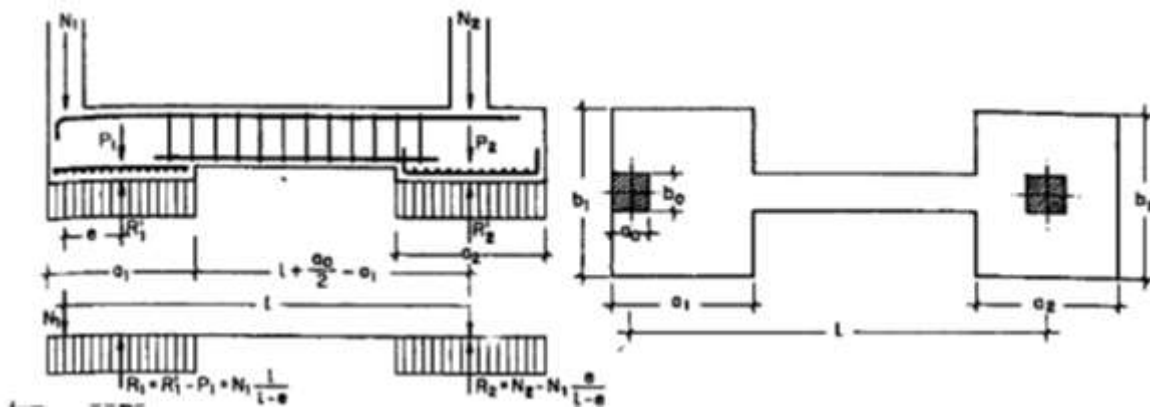


Figura 3.8 Esquema de la viga centradora

#### Cálculos previos.-

Cálculo del área necesaria:

$$e = \frac{N + P}{A} \leq \sigma_{adm} \quad A = \frac{N + P}{\sigma_{adm}}$$

Para zapata medianera: Considerando el peso propio, 10% de la fuerza axial.

$$A_1 = \frac{1.1 \cdot N_1}{1.5} = 28981.33 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A} = \sqrt{29025.333} = 170.14 \text{ cm}$$

Adoptando valores de:

$$a_1 = 130 \text{ cm} \quad b_1 = 250 \text{ cm}$$

$$A_1 = 130 \cdot 250 = 32500 \text{ cm}^2$$

Para la pieza aislada: Considerando el peso propio, 5% de la fuerza axial

$$A_2 = \frac{1.05 \cdot N_2}{1.5} = 50092 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A} = \sqrt{50092} = 223.81 \text{ cm}$$

Adoptando valores de:

$$a_2 = 240 \text{ cm} \quad b_2 = 240 \text{ cm}$$

$$A_2 = 240 \cdot 240 = 57600 \text{ cm}^2$$

**Verificación de la viga centradora.-** Conocidas las dimensiones de las zapatas:

$$a_1 = 130 \text{ cm} \quad b_1 = 250 \text{ cm}$$

$$a_2 = 240 \text{ cm} \quad b_2 = 240 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 52.5 \text{ cm}$$

Distancia entre cargas:

$$l = L - \frac{a_0}{2} = 500 \text{ cm}$$

Reacciones del terreno:

$$\text{Reacción en la zapata de medianera} \quad R'_1 = N_1 \cdot \frac{l}{l-e} + P_1 = 48108.43 \text{ kg}$$

$$\text{Reacción en la zapata aislada} \quad R'_2 = N_2 - N_1 \cdot \frac{e}{l-e} + P_2 = 70494.54 \text{ kg}$$

Para que el problema tenga solución es necesario que siempre  $R'_2 > 0$ ; caso contrario la viga centradora podría levantar el soporte interior:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &\geq \frac{R'_1}{a_1 \cdot b_1} & \sigma_{adm} &\geq \frac{R'_2}{a_2 \cdot b_2} \\ 1.5 &\geq \frac{48108.43}{32500} & 1.5 &\geq \frac{70494.54}{57600} \\ 1.5 &\geq 1.48 & 1.5 &\geq 1.224 \end{aligned}$$

Para el cálculo de los elementos de H° se prescinde del peso propio de la compactación, es decir se considera la reacción del terreno:

$$R_{1d} = N_{1d} \cdot \frac{l}{l - e} \quad R_{2d} = N_{2d} - N_{1d} \cdot \frac{e}{l - e}$$

$$R_{1d} = 44223.464 \text{ kg} \quad R_{2d} = 66923.57 \text{ kg}$$

Calculo del momento de diseño en la viga centradora que se produce en el punto D que es el punto más crítico.

$$M_d = \gamma_1 \cdot N_1 \cdot \frac{l}{l - e} \cdot \left(1 - a_1 + \frac{a_0}{2}\right) = 34442011.17 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_d = \gamma_1 \cdot N_1 \cdot \frac{l}{l - e} = 70650.28 \text{ kg}$$

Dimensiones de la viga centradora:

Canto de la viga axial

$$d_1 = k \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = k \cdot \sqrt{\frac{34442011.17}{40 \cdot 166.667}} = 53.91 \text{ cm} \rightarrow d_1 = 55 \text{ cm}$$

Con un recubrimiento de 5 cm el canto útil será:  $d = 60 \text{ cm}$

Con un ancho:  $b_w = 40 \text{ cm}$

El momento reducido de cálculo será:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d_1^2 \cdot f_{cd}} = 1.7$$

$$\mu_d > \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 1.7 > 0,332$$

El momento reducido ( $\mu_d$ ) de cálculo es menor al momento limite, por lo tanto necesita una armadura de compresión.

Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}} = 0.0033$ )

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot d = 0.0033 \cdot 40 \cdot 60 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $7.92 \text{ cm}^2$

Para determinar el número de barras se considera un diámetro de  $\varnothing = 16 \text{ mm}$  con un área de  $2.01 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras será:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s \varnothing 25}} = 3.94$$

Adoptamos 5 barras de 16 mm

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$10.05 \text{ cm}^2 > 7.92 \text{ cm}^2$$



Por lo tanto se utilizaran: 5 Ø 16 m

Separación de las barras de la pieza, adoptado un diámetro para el estribo de  $\varnothing_{est} = 0.8$  cm

$$s = \frac{b_w - \#fe \cdot \varnothing - 2 \cdot r}{\#fe - 1} = 6.5$$

**Usar: 5 Ø 16 m, separación entre barras de 6.5 cm**

Armatura longitudinal de compresión: según cálculo no requiere pero por norma se debe de disponer un 30 % de la armadura mínima.

$$A_s = 30\% \cdot A_{s\ min} = 2.376 \text{ cm}^2$$

Para determinar el número de barras se considera un diámetro de  $\varnothing = 12$  mm con un área de  $1.13 \text{ cm}^2$  entonces el número de barras será:

$$\#fe = \frac{A_s}{A_{s\ \varnothing 12}} = 2.103$$

Adoptamos 3 barras de 12 mm

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$3.39 \text{ cm}^2 > 2.376 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizaran: 3 Ø 12 mm

Calculo de la armadura transversal:

La resistencia del hormigón a cortante es:

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante absorbido por el hormigón es:

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 6.455 \cdot 40 \cdot 60 = 15492 \text{ kg}$$

Donde:

$$V_{cu} < V_d \rightarrow 15492 < 70650.28$$

El hormigón no resiste por si solo el cortante es necesario colocar estribos cuyo diámetro no sea inferior de 8 mm.

Se adoptara un diámetro de 8 mm, con área de  $0.50 \text{ cm}^2$ . La ecuación propuesta para determinar el A para dos piernas es:

$$s = \frac{f_{yd} \cdot A_{s\ \varnothing 8}}{0.02 \cdot b_w \cdot f_{yd}} = \frac{3478.26 \cdot 0.5 \cdot 2}{0.02 \cdot 40 \cdot 166.667}$$

$$s = 26.087 \text{ cm}$$

Por lo tanto se adoptara una separación entre estribos de:

$$s = 27 \text{ cm}$$

Número de estribos:

$$l = 262.5 \text{ cm}$$

$$N^{\circ}_{\text{est}} = \frac{l}{s} + 1 = 14.125 \cong 15 \text{ barras}$$

Por lo tanto se utilizarán: 15  $\varnothing$  8 mm c/20 cm

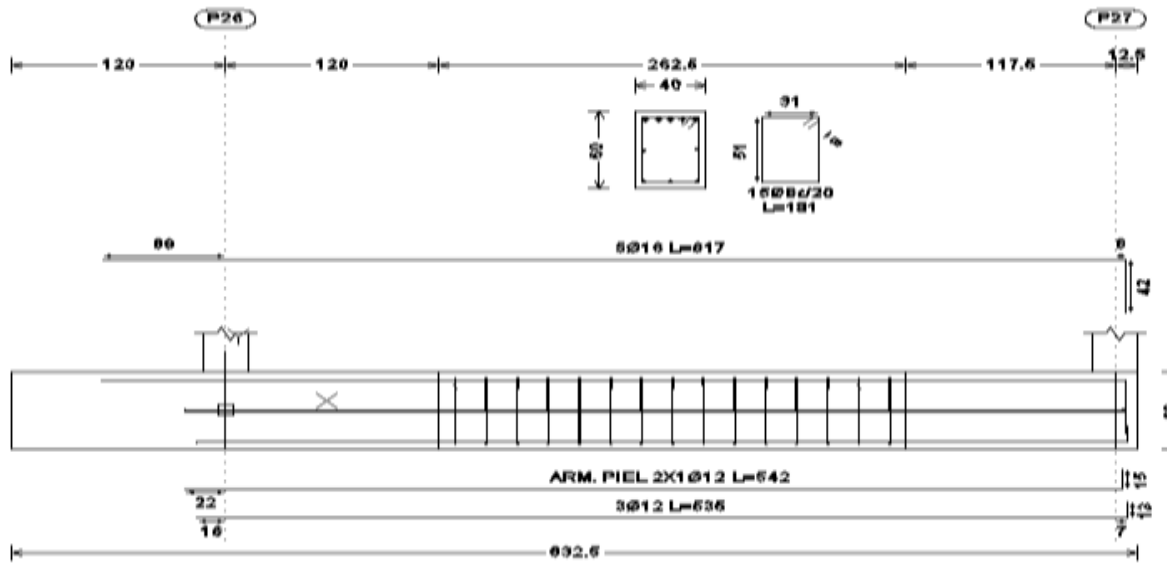


Figura 3.9 Representación gráfica de la viga de atado

### 3.5.1.6. VERIFICACIÓN: Diseño de la escalera

Los datos generales de la escalera son los siguientes. Escalera N°3

$$\gamma_c = 1.50$$

Coef. Minoración del H°.

$$\gamma_s = 1.15$$

Coef. Minoración del acero.

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

Resistencia característica del H°.

$$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero.

$$L_1 = 3.00 \text{ m}$$

Longitud de la rampa.

$$L_2 = 1.20 \text{ m}$$

Longitud del descanso.

$$Z = 3.74 \text{ m}$$

Desnivel a salvar.

$$a = 1.40 \text{ m}$$

Ancho de la rampa.

$$B = 3.00 \text{ m}$$

Ancho total de descanso.

$$r = 0.030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

$$h = 0.30 \text{ m}$$

Huella.

$$ch = 0.17 \text{ m}$$

Contra huella.

$$N = 20$$

Numero de escalones.

$$t = \frac{L_1 + L_2}{20} = 0.21 \text{ m} \quad ; \quad t = \frac{L_1 + L_2}{25} = 0.168 \text{ m}$$

$$t = 0.170 \text{ m}$$

Espesor de la losa, medida perpendicular.

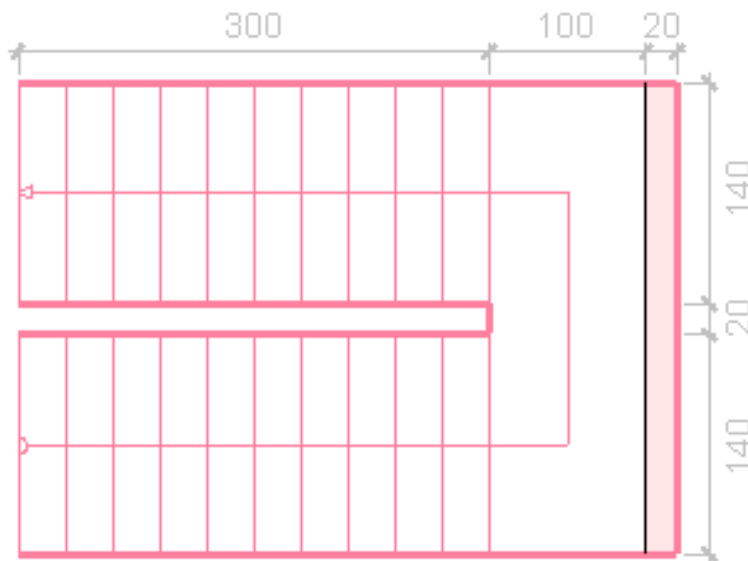


Figura 3.10 Vista en planta de la escalera

Debido a su inclinación y poca luz esta se puede diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando solo el trabajo a flexión, se puede suponer que la escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta al diseño.

\*Cálculo de la altura de la losa verticalmente

$$\cos \alpha = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17^2}} = 0.87$$

$$t_v = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{17}{0.87} = 19.54 \text{ cm}$$

\*Cargas de la losa sobre la rampla:

$$A_{\text{rampla}} = 1.4 \cdot 3 = 4.2 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{rampla}} = t_v \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0.1954 \cdot 2500 \cdot 1.4 = 683.9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Vol}_{\text{escalon}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a = \frac{0.30 \cdot 0.17}{2} \cdot 1.4 = 0.0357 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaños}} = \text{Vol}_{\text{escalon}} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot N^{\circ}_{\text{peldaños}} = 0.0357 \cdot 2500 \cdot 20 = 1785 \text{ kg}$$

$$q_{\text{peldaños}} = \frac{\text{Peso}_{\text{peldaños}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{1785}{4.2} \cdot 1.4 = 595 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabados}} = 50 \cdot 1.4 = 70 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CM}_{\text{rampa}} = \mathbf{q}_{\text{rampla}} + \mathbf{q}_{\text{peldaños}} + \mathbf{q}_{\text{acabados}} + \mathbf{q}_{\text{barandillas}} = \mathbf{1398.9 \text{ kg/m}}$$

\*Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{\text{descanso}} = t \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot a = 0.17 \cdot 2500 \cdot 1.4 = 595 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabados}} = 50 \cdot 1.4 = 70 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CM}_{\text{descanso}} = \mathbf{q}_{\text{descanso}} + \mathbf{q}_{\text{acabados}} = \mathbf{665 \text{ kg/m}}$$

\*Sobrecarga: la sobrecarga se determina mediante el tipo de edificación.

$$\mathbf{SC} = \mathbf{S_c} \cdot \mathbf{a} = \mathbf{400 \cdot 1.4} = \mathbf{560 \text{ kg/m}}$$

\*Para la armadura positiva: supuestas con apoyos simples y con las cargas ponderadas.

$$W_{u1} = 1.6 \cdot 1398.9 + 1.6 \cdot 560 = 3134.24 \text{ kg/m}$$

$$W_{u2} = 1.6 \cdot 665 + 1.6 \cdot 560 = 1956 \text{ kg/m}$$

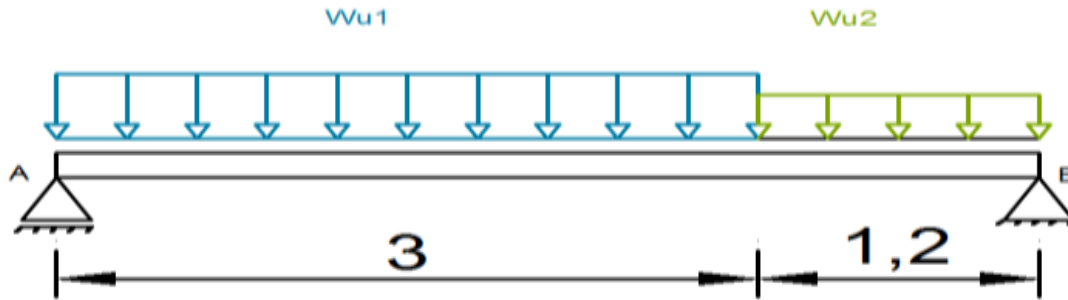


Figura 3.11 Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{3134.24 \cdot 3^2}{2} + (1956 \cdot 1.2) \cdot \left(\frac{1.2}{2} + 3\right)}{3 + 1.2} = 5370 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = 3134.24 \cdot 3 + 1956 \cdot 1.2 - 5370 = 6379.92 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{W_{u1}} = \frac{6379.92}{3134.24} = 2.035 \text{ m}$$

$$M_{\max}^+ = R_A \cdot x - \frac{W_{u1} \cdot x^2}{2} = 6379.92 \cdot 2.035 - \frac{3134.24 \cdot 2.035^2}{2}$$

$$M_{\max}^+ = 6493.34 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento es el mismo para los dos tramos de la escalera.

**\*Para la armadura negativa: supuesta con apoyos empotrados y con las cargas de servicio.**

$$W_{u1} = 1985.9 \text{ kg/m}$$

$$W_{u2} = 1225 \text{ kg/m}$$

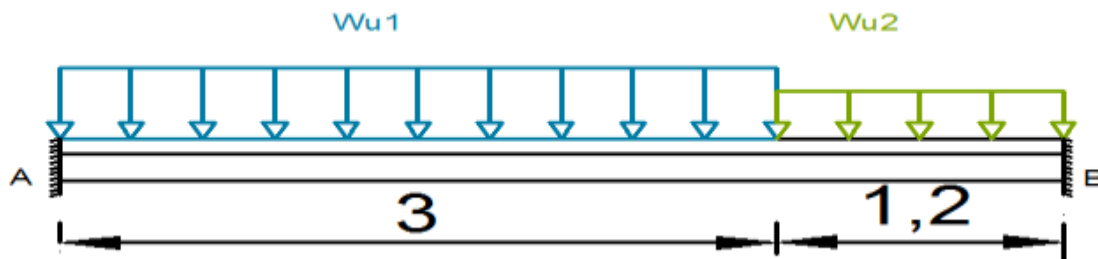
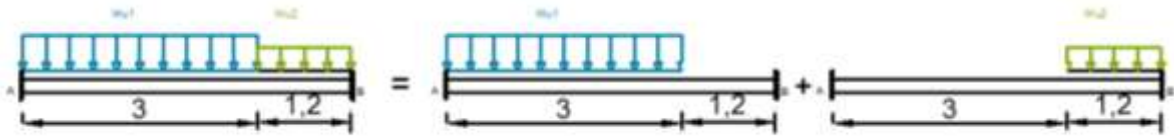


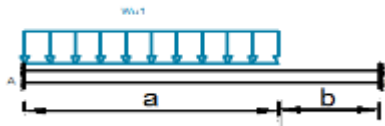
Figura 3.12 Como una losa plana, apoyo empotrado.

Resolviendo se tiene que por superposición.



Para el cálculo del momento flector se considera una redistribución de momentos, bajo la consideración del grado de empotramiento ( $\epsilon$ ), que nos relaciona los momentos positivos con los negativos, haciendo que este sea igual la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto, de este modo se tiene que:

$$\epsilon = \frac{\epsilon^+ + \epsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

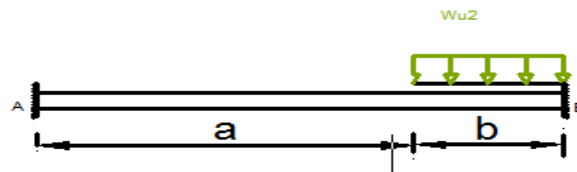


$$R_A^1 = \frac{W_{u1} \cdot a}{2} \cdot \left( 2 - \frac{a^2}{L^2} \cdot \left( 2 - \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$R_B^1 = \frac{W_{u1} \cdot a^3}{2 \cdot L^2} \cdot \left( 2 - \frac{a}{L} \right)$$

$$M_A^1 = \frac{W_{u1} \cdot a^2}{16} \cdot \left( 6 - \frac{a}{L} \cdot \left( 8 - 3 \cdot \frac{a}{L} \right) \right)$$

$$M_B^1 = \frac{W_{u1} \cdot a^3}{16 \cdot L} \cdot \left( 4 - 3 \cdot \frac{a}{L} \right)$$



$$R_A^2 = \frac{W_{u2} \cdot b^3}{2 \cdot L^2} \cdot \left( 2 - \frac{b}{L} \right)$$

$$R_B^2 = \frac{W_{u2} \cdot b}{2} \cdot \left( 2 - \frac{b^2}{L^2} \cdot \left( 2 - \frac{b}{L} \right) \right)$$

$$M_A^2 = \frac{W_{u2} \cdot b^3}{16 \cdot L} \cdot \left( 4 - 3 \cdot \frac{b}{L} \right)$$

$$M_B^2 = \frac{W_{u2} \cdot b^2}{16} \cdot \left( 6 - \frac{b}{L} \cdot \left( 8 - 3 \cdot \frac{b}{L} \right) \right)$$

Por lo tanto las reacciones y los momentos serán:

$$R_A = R_A^1 + R_A^2$$

$$R_B = R_B^1 + R_B^2$$

$$M_A = M_A^1 + M_A^2$$

$$M_B = M_B^1 + M_B^2$$

Operando y reemplazando en las ecuaciones, se tiene:

$$R_A = 4096.29 \text{ kg}$$

$$R_B = 3270.688 \text{ kg}$$

$$M_A = 3126.28 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 2511.12 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento es el mismo para los dos tramos de la escalera.

### Determinación de la armadura longitudinal positiva:

$M_d = 6493.34 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$b_w = 1.4 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$t = 0.170 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicular.
$r = 0.030 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la altura mínima:

$$d = 17 - r = 17 - 3 = 14 \text{ cm altural útil}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{649334}{140 \cdot 14^2 \cdot 166.667} = 0.1419$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.1419 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.15694

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.15694 \cdot 140 \cdot 14 \cdot \frac{166,667}{3478.26} = 14.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 140 \cdot 14 = 3.528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 14.74 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán Ø 12 mm

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{A_{\text{Ø}12\text{mm}}} = \frac{14.74}{1.131} = 13.033 \cong 14$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{Barras} * A_{\text{Ø}12\text{mm}} = 14 * 1.131 = \mathbf{15.834 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{15.834 \text{ cm}^2 > 14.74 \text{ cm}^2}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 140/14 = 7.36

Se utilizarán: **14 Ø 12 mm c/ 10 cm**

### Determinación de la armadura longitudinal negativa:

$M_d = 3126.28 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento de cálculo, en agotamiento.
$b_w = 1.4 \text{ m}$	Ancho de la rampa.
$t = 0.170 \text{ m}$	Espesor de la losa, medida perpendicular.
$r = 0.030 \text{ m}$	Recubrimiento de la armadura.

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la altura mínima:

$$d = 17 - r = 17 - 3 = 14 \text{ cm altura útil}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{312628}{140 \cdot 14^2 \cdot 166.667} = 0.0684$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.0684 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.07216

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.07216 \cdot 140 \cdot 14 \cdot \frac{166,667}{3478.26} = 6.777 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 140 \cdot 14 = 3.528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $6.777 \text{ cm}^2$

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usaran  $\emptyset 10 \text{ mm}$

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 8 \text{ mm}}} = \frac{6.777}{0.7854} = 8.63 \cong 9$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ Barras} \cdot A_{\emptyset 10 \text{ mm}} = 9 \cdot 0.7854 = 7.068 \text{ cm}^2$$

$$7.068 \text{ cm}^2 > 6.777 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $140/12 = 15.56$

Se utilizaran: **9  $\emptyset 10 \text{ mm}$  c/ 15 cm**



**Cálculo de la armadura de reparto:** Esta cuantía no será inferior al 20 % de la armadura principal, por lo que se tiene lo siguiente.

La armadura longitudinal positiva es:

$$A_s = 14.74 \text{ cm}^2$$

Considerando el 20 %:

$$A_s = 0.2 \cdot 14.74 = 2.948 \text{ cm}^2$$

Consideramos la armadura mínima 3.528

**Obtención del número de fierros por metro para  $A_s$  de reparto en la escalera**

Se usaran  $\varnothing 8 \text{ mm}$

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\varnothing 8\text{mm}}} = \frac{3.528}{0.503} = 7.014 \cong 8$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{\text{Barras}} \cdot A_{\varnothing 8\text{mm}} = 8 \cdot 0.503 = 4.024 \text{ cm}^2$$

$$4.024 \text{ cm}^2 > 3.528 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $100/8 = 12.5$

Se utilizaran:

$$8 \varnothing 8 \text{ mm c/ } 15 \text{ cm}$$

**Detalle de la armadura**

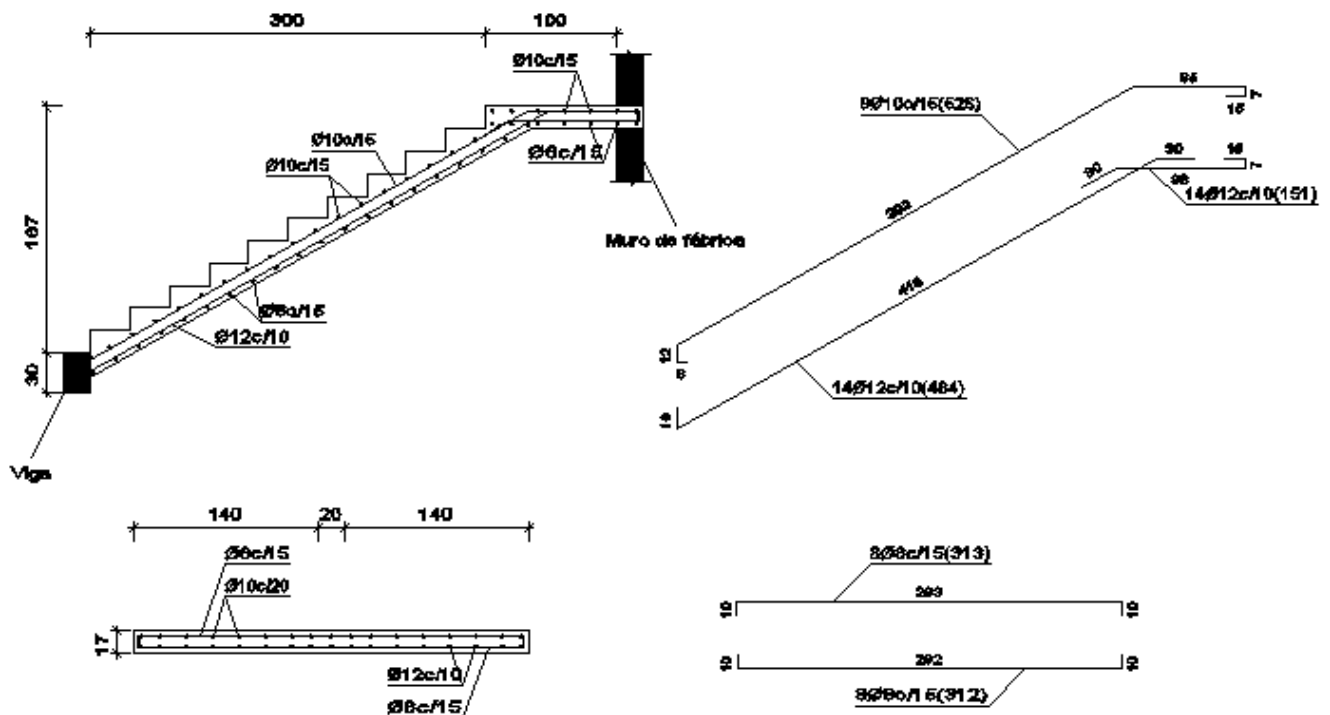


Figura 3.13 Representación gráfica de un tramo de la escalera

### 3.5.1.7. VERIFICACIÓN: Losa maciza

Descanso de la rampa

Altura de la losa  $h = 20 \text{ cm}$

Carga actuante en la losa:

$$\text{Peso propio} = 2500 \cdot 0.20 = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga muerta} = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sobre carga} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga total} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

Caso 6:  $l_x = 1.9 \text{ m}$ ;  $l_y = 1.9 \text{ m}$

Clasificación de la losa:

$$\varepsilon = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1.9}{1.9} = 1 < 2 \text{ losa armada en dos direcciones}$$

$$m_x = 56.8 \rightarrow M_x = q \cdot l_x^2 / m_x = 970 \cdot 1.9^2 / 56.8 = 61.65 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$m_y = 56.8 \rightarrow M_y = q \cdot l_y^2 / m_y = 970 \cdot 1.9^2 / 56.8 = 61.65 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$n_x = 19.4 \rightarrow X_x = -q \cdot l_x^2 / n_x = -970 \cdot 1.9^2 / 19.4 = -180.5 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$n_y = 19.4 \rightarrow X_y = -q \cdot l_y^2 / n_y = -970 \cdot 1.9^2 / 19.4 = -180.5 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Mayoración de momentos:

$$M_{dx} = M_x \cdot 1.6 = 98.64 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{dy} = M_y \cdot 1.6 = 98.64 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{dx} = -X_x \cdot 1.6 = -288.8 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{dy} = -M_y \cdot 1.6 = -288.8 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Datos:

$$M_{xi} = 98.64 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento flector (inferior)}$$

$$M_{yi} = 98.64 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento flector (inferior)}$$

$$M_{xs} = 288.8 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento flector (superior)}$$

$$M_{ys} = 288.8 \text{ Kg.m} \quad \text{Momento flector (superior)}$$

$$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia característica del H}^\circ$$

$$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del acero}$$

$$b_w = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} \quad \text{ancho de la pieza}$$

$$r = 3 \text{ cm} \quad \text{altura de recubrimiento minimo}$$

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la altura mínima:

$$d = h - r = 20 - 3 = 17 \text{ cm altura útil}$$

Cálculo de la armadura positiva en dirección "x" inferior:

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9864}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.00205$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.00205 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.0021025

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0021025 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166,667}{3478.26} = 0.171 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 3.06 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán Ø 10 mm

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\text{Ø10mm}}} = \frac{3.06}{0.7854} = 3.896 \cong 4$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ Barras} * A_{\text{Ø10mm}} = 4 \cdot 0.7854 = \mathbf{3.1416 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{3.1416 \text{ cm}^2 > 3.06 \text{ cm}^2}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/4 = 25

Se utilizarán:

$$\mathbf{4 \text{ Ø } 10 \text{ mm c/ } 25 \text{ cm}}$$

Cálculo de la armadura positiva en dirección “y” inferior:

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{9864}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.00205$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.00205 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.0021025

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0021025 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166,667}{3478.26} = 0.171 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos). Se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 3.06 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán Ø 10 mm

$$N^{\circ} \text{ Barras} = \frac{A_s}{A_{\text{Ø}10\text{mm}}} = \frac{3.06}{0.7854} = 3.896 \cong 4$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{ Barras} * A_{\text{Ø}10\text{mm}} = 4 \cdot 0.7854 = 3.1416 \text{ cm}^2$$

$$3.1416 \text{ cm}^2 > 3.06 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/4 = 25

Se utilizarán:

$$4 \text{ Ø } 10 \text{ mm c/ } 25 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura positiva en dirección “x” superior:

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28880}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.00599$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.00599 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.00579

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.00579 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166,667}{3652,174} = 0.4492 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 3.06 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán Ø 10 mm

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{A_{\text{Ø10mm}}} = \frac{3.06}{0.7854} = 3.896 \cong 4$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{Barras} \cdot A_{\text{Ø10mm}} = 4 \cdot 0.7854 = \mathbf{3.1416 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{3.1416 \text{ cm}^2 > 3.06 \text{ cm}^2}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene 100/4 = 25

Se utilizarán:

$$\mathbf{4 \text{ Ø } 10 \text{ mm c/ } 25 \text{ cm}}$$

Cálculo de la armadura positiva en dirección “y” superior:

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{28880}{100 \cdot 17^2 \cdot 166.667} = 0.00599$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.00599 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.00599

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.00599 \cdot 100 \cdot 17 \cdot \frac{166,667}{3478.26} = 0.4879 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 3.06 cm<sup>2</sup>

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán  $\emptyset$  10 mm

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 10\text{mm}}} = \frac{3.06}{0.7854} = 3.896 \cong 4$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{\text{Barras}} * A_{\emptyset 10\text{mm}} = 4 \cdot 0.7854 = \mathbf{3.1416 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{3.1416 \text{ cm}^2 > 3.06 \text{ cm}^2}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $100/4 = 25$

Se utilizarán:

**4  $\emptyset$  10 mm c/ 25 cm**

<b>Resumen de armaduras</b>	Armadura necesaria ( $\text{cm}^2$ )	Armadura adoptada ( $\text{cm}^2$ )	Disposición
Armadura positiva en la dirección x	0.159	3.06	$\emptyset 10\text{mm}$ c/ 25 cm
Armadura positiva en la dirección y	0.159	3.06	$\emptyset 10\text{mm}$ c/ 25 cm
Armadura negativa en la dirección x	0.4492	3.06	$\emptyset 10\text{mm}$ c/ 25 cm
Armadura negativa en la dirección y	0.4492	3.06	$\emptyset 10\text{mm}$ c/ 25 cm

**Fuente:** Elaboración propia

Tabla 3.2 Resumen de armaduras.

### 3.5.1.8. VERIFICACION: Losa alivianada

Comprendida entre el pórtico N°24 y el pórtico N°25, del 1er Piso.

Está formado por, (Viguetas prefabricadas, complemento aligerado de plastoform, losa superior de hormigón).

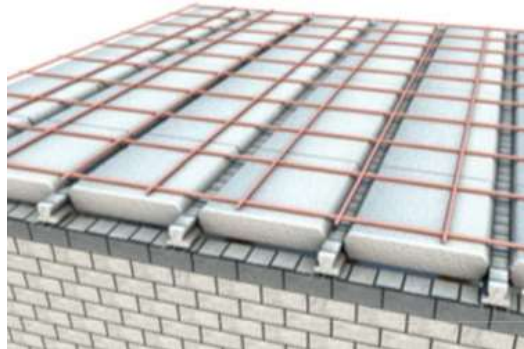


Figura 3.14 Losa alivianada

Altura de la losa  $h = 20 \text{ cm}$

Hormigón:

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

Resistencia característica del H°A°.

$$f'_{cp} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H°P°.

Acero:

$$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero.

$$f_{p \text{ max } k} = 18000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero pretensado.

Luz de cálculo: Medida entre ejes de los elementos de apoyo.

$$l_c = 5 \text{ m}$$

Dispuestas entre si y apoyadas 5 cm.

#### Propiedades geométricas de los elementos.-

Dimensiones del plastoform: 15x46x100 (Según la guía de CONCRETEC).

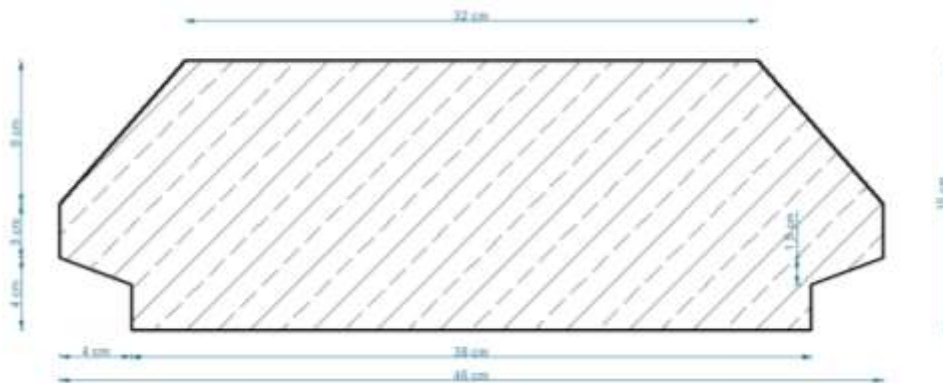


Figura 3.15 Características geométricas del plastoform.

Dimensiones de la vigueta pretensada: (Según la guía de CONCRETEC).

Armadura variable en función de: cargas actuantes, espesor de la losa, longitud de viguetas y complementos.

Altura: 12 cm

Ancho: 12 cm

Losa superior de hormigón armado:

El espesor mínimo  $h_0$  no deberá ser menor de 5 cm, además cumplirá la siguiente condición.

$$h_0 \geq a/6 \geq 2 \text{ cm}$$

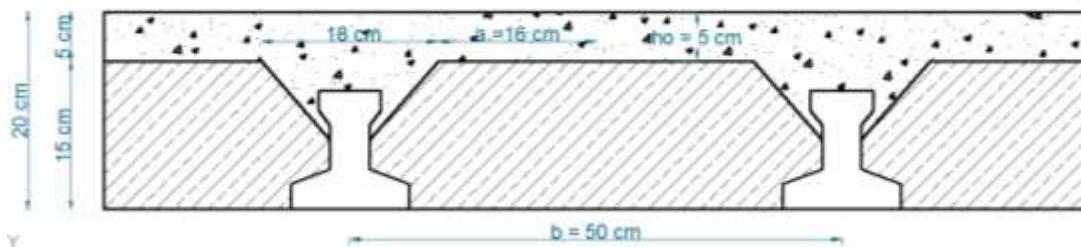


Figura 3.16 Espesor mínimo de la carpeta de hormigón y separación entre viguetas.

$$h_0 \geq 16/6 = 2.667 \text{ cm}$$

Finalmente se toma un altura mínima de:  $h_0 = 5 \text{ cm}$

Calculo del ancho efectivo ( $b_e$ ): En ausencia de una determinación más precisa, se puede asumir que es igual al caso de vigas en T.

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

$$b_e = 4 + \frac{1}{5} \cdot 500 \leq 50$$

$$104 \leq 50$$

Como en ningún caso el ancho efectivo no será mayor que la separación entre viguetas el ancho será:

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

### Calculo de la relación modular o coeficiente de equivalencia.-

Si se desea transformar el hormigón armado al preesforzado

$$f_c = \frac{E_c}{E_{cp}} \cdot f_{cp} \quad \rightarrow \quad f_c = n \cdot f_{cp}$$



$f_c, E_c$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón armado respectivamente.

$f_{cp}, E_{cp}$ : Esfuerzo, módulo de deformación del hormigón pretensado respectivamente.

$n$ : relación modular de los concretos.

$$n = \frac{E_c}{E_{cp}} = \frac{19000 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{19000 \cdot \sqrt{f_{cp}}} = \sqrt{\frac{250}{350}} = 0.8452$$

**Calculo de las características geométricas.-**

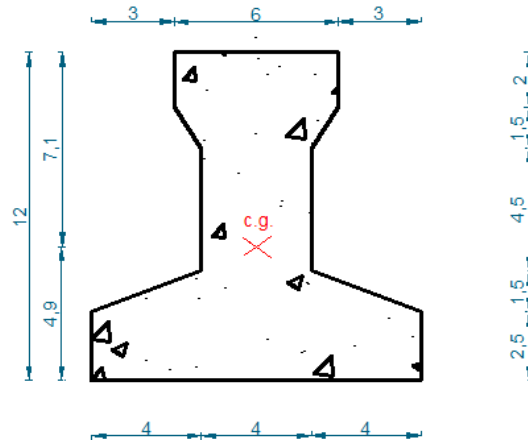


Figura 3.17 Características geométricas de la vigueta.

$A_c = 79.50 \text{ cm}^2$

Área de la sección transversal de la vigueta.

$C_1 = 7.104 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior.

$C_2 = 4.896 \text{ cm}$

Brazo mecánico inferior.

$I_{xc} = 1115.456 \text{ cm}^4$

Momento de inercia con respecto al eje x.

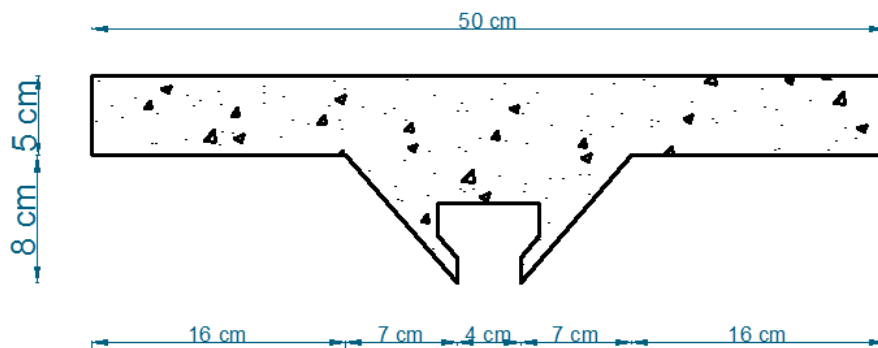


Figura 3.18 Características geométricas de la carpeta de hormigón in situ.

$A_c = 312.50 \text{ cm}^2$

Área de la carpeta de hormigón.

$C_1 = 10.456 \text{ cm}$

Brazo mecánico superior.

$C_2 = 9.542 \text{ cm}$

Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 1862.591 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia con respecto al eje x.

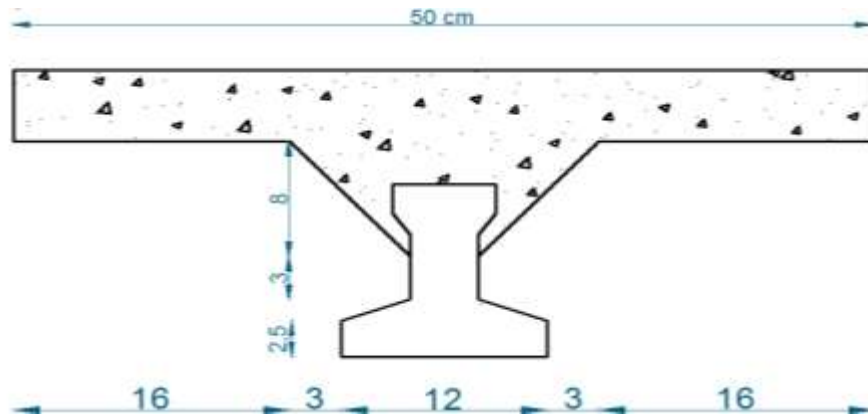


Figura 3.19 Características geométricas de la sección compuesta de la losa.

$$A_c = 392.00 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta.

$$C_1 = 5.820 \text{ cm}$$

Brazo mecánico superior.

$$C_2 = 14.18 \text{ cm}$$

Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 11573.677 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia con respecto al eje x.

**Aplicando el coeficiente modular se tiene las siguientes características.-**

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow b = \frac{I \cdot 12}{h^3}$$

Para la vigueta pretensada:

$$I_{xc \ 350} = 1115.456 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia para la vigueta.

$$h = 12 \text{ cm}$$

Altura considerada para la vigueta.

$$n = 1/0.8452 = 1.18$$

Coeficiente modular.

$$I_{e \text{ vigueta}} = I_{cx} \cdot n = 1316.24 \text{ cm}^4$$

Operando en las ecuaciones para secciones rectangulares se tiene que:

$$b_{tr \text{ vigueta } 250} = 9.14 \text{ cm}$$

$$b_{tr \text{ vigueta } 350} = 7.746 \text{ cm}$$

Para la carpeta de hormigón colocado in situ:

$$I_{xc \ 210} = 1862.591 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia para la vigueta.

$$h = 8 \text{ cm}$$

Altura considerada para que la losa mantenga los 20 cm.

$$n = 0.8452$$

Coeficiente modular.

$$I_{e \ H^2A^3} = I_{cx} \cdot n = 1574.262 \text{ cm}^4$$

Operando en las ecuaciones para secciones rectangulares se tiene que:

$$b_{tr \text{ carpeta } 350} = 36.897 \text{ cm}$$

$$b_{tr \text{ carpeta } 250} = 43.655 \text{ cm}$$

Finalmente la sección homogenizada queda de la siguiente manera:

Toda la sección con una resistencia de  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

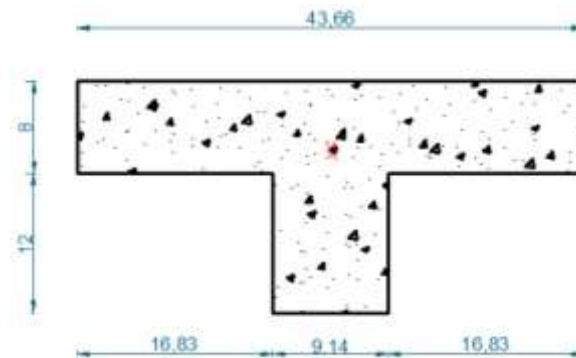


Figura 3.20 Sección homogenizada  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

$$A_c = 469.28 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta homogenizada.

$$C_1 = 6.557 \text{ cm}$$

Brazo mecánico superior.

$$C_2 = 13.443 \text{ cm}$$

Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 12234.296 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia con respecto al eje x.

Toda la sección con una resistencia de  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

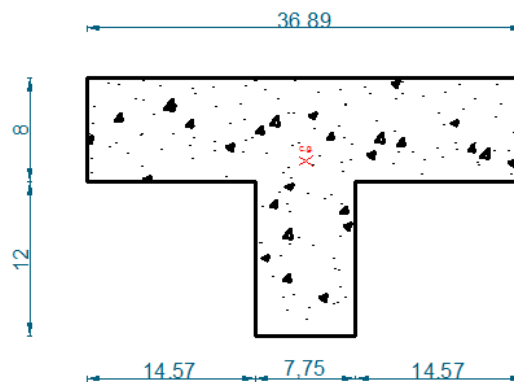


Figura 3.21 Sección homogenizada  $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

$$A_c = 388.12 \text{ cm}^2$$

Área de la sección compuesta homogenizada.

$$C_1 = 6.396 \text{ cm}$$

Brazo mecánico superior.

$$C_2 = 13.604 \text{ cm}$$

Brazo mecánico inferior.

$$I_{xc} = 9761.5388 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia con respecto al eje x.

### Acciones de cargas considerada sobre la losa alivianada,-

$$P_{\text{carga por entre piso}} = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$PP_{\text{peso propio de la losa}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$SC_{\text{sobre carga viva}} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Luz de cálculo de la vigueta pretensada:  $L = 5 \text{ m}$

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

Cargas distribuidas linealmente sobre las viguetas:

$$\text{carga muerta: } CM = (250 + 72) \cdot 0.50 = 161.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{carga viva: } CV = 300 \cdot 0.50 = 150.00 \text{ kg/m}$$

La carga característica sobre la vigueta es:

$$q_k = 161 + 150 = 311 \text{ kg/m} \quad \text{carga de servicio}$$

$$q_d = 1.6 \cdot 311 = 497.6 \text{ kg/m} \quad \text{carga ponderada}$$

### Verificación de la vigueta pretensada.-

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

$$0.75 \cdot f_{p_{\text{maxk}}} \quad 0.90 f_{pk}$$

$f_{p_{\text{maxk}}} = 19000 \text{ kg/cm}^2$ , tensión de rotura última del acero de pretensado.

$f_{pk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ , Límite elástico característico del acero.

$$0.75 \cdot f_{p_{\text{maxk}}} = 0.75 \cdot 19000 = 14250 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.90 f_{pk} = 0.90 \cdot 4000 = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_{ps} = 14060 \text{ kg/cm}^2$$

### Resistencia del hormigón a los 7 días:

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

### Cálculo del momento máximo que deberá resistir la losa alivianada:

$$q = 311 \text{ kg/m} \quad \text{carga de servicio}$$

$L = 5 \text{ m}$

luz de calculo

Resolviendo se tiene que.

$$R_a = 777.5 \text{ kg}$$

$$R_b = 777.5 \text{ kg}$$

$$M_d = 97187.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

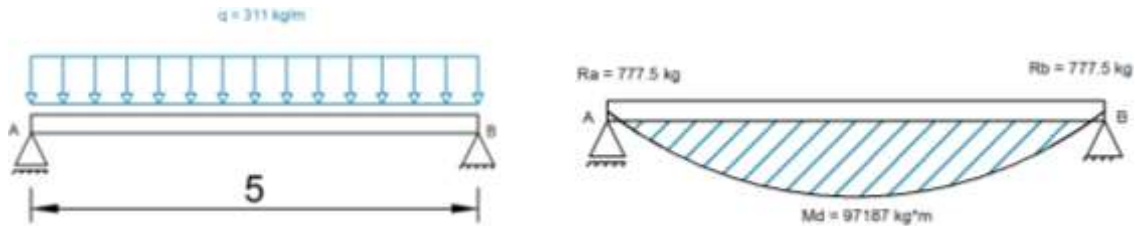


Figura 3.22 Momentos máximo positivo en centro luz fe la vigueta

**Inecuaciones básicas para el cálculo de los esfuerzos elásticos a flexión en vigas no agrietadas.-**

$t = 0$

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = \frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 \cdot e_0) \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

$t = \infty$

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\beta \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta \cdot P_0}{A_\infty} \geq f_{cf}$$

$$f_{2\infty} = \frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\beta \cdot P_0 \cdot e_\infty) \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\beta \cdot P_0}{A_\infty} \leq f_{tf}$$

En general estas ecuaciones generan un polígono solución de las fuerzas de pretensado,

La misma que deberá satisfacer las cuatro inecuaciones antes mencionadas.

Esfuerzos permisibles del hormigón.-

$$f_{ti} = 0.8 \cdot \sqrt{f'_{ci}} = 0.80 \cdot \sqrt{245} = 12.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -0.60 \cdot f'_{ci} = -0.60 \cdot 245 = -147.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cf} = -0.45 \cdot f'_c = -0.45 \cdot 350 = -157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{tf} = 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} = 1.6 \cdot \sqrt{350} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

### Consideraciones de las inecuaciones de condición.-

Se asume inicialmente la cantidad de armadura a usar, y de esta se comienza a realizar un proceso iterativo hasta hallar la sección óptima y la fuerza de pretensado.

Determinándose de este modo la siguiente sección para  $t = 0$ :

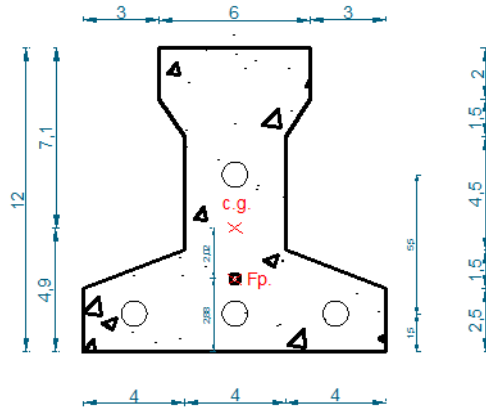


Figura 3.23 Sección en  $t = 0$ .

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

Tipo de torón: 4 mm

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

$$y_{cp} = 2.875 \text{ cm}$$

El momento  $M_o$  provocado por el peso propio de la vigueta:

$$\gamma_{H^oA^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$A_{\text{vigueta}} = 79.50 \text{ cm}^2$$

$$q = \gamma_{H^oA^o} \cdot A_{\text{vigueta}} = 0.1908 \text{ kg/cm}$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$M_o = \frac{q \cdot l^2}{8} = 5962.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

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

$$M_d = 97187.5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \text{ (este es el momento total incluye el peso de la vigueta).}$$

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

Propiedades geométricas de la vigueta pretensada.

$$A_c = 79.50 \text{ cm}^2$$

Área de la sección transversal de la vigueta.

$C_1 = 7.104 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.  
 $C_2 = 4.896 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.  
 $I_{xc} = 1115.456 \text{ cm}^4$  Momento de inercia con respecto al eje x.  
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia característica del H<sup>o</sup>P<sup>o</sup> a los 28 días.  
 $e_0 = 4.896 - 2.875 = 2.021 \text{ cm}$  Excentricidad del eje neutro de la vigueta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

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

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

Operando  $t = 0$ .

$$P_0 \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0}}{\left(\frac{e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)} \qquad P_0 \leq \frac{-f_{ci} + \frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0}}{\left(\frac{e_0 \cdot c_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}\right)}$$

$$P_0 \leq 172623.004 \text{ kg} \qquad P_0 \leq 8073.509 \text{ kg}$$

**Verificación de las incuaciones en las situaciones de servicio.-**

Propiedades geométricas de la sección compuesta homogeneizada.

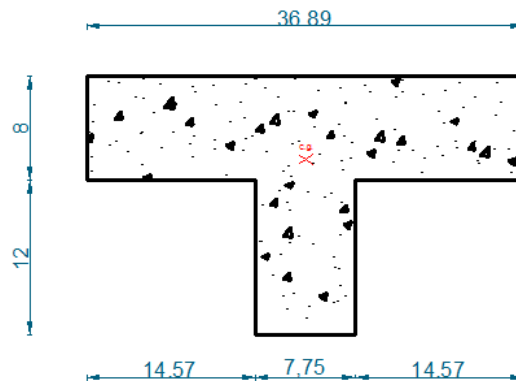


Figura 3.24 Sección en tiempo  $t = \infty$ .

$A_c = 388.12 \text{ cm}^2$  Área de la sección compuesta homogeneizada.  
 $C_1 = 6.396 \text{ cm}$  Brazo mecánico superior.  
 $C_2 = 13.604 \text{ cm}$  Brazo mecánico inferior.  
 $I_{xc} = 9761.5388 \text{ cm}^4$  Momento de inercia con respecto al eje x.  
 $h_f = 8.0 \text{ cm}$  Altura de la carpeta de compresión.  
 $\beta = 0.85$  Factor de pérdida a largo plazo.

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del H°P° a los 28 días.

$$e_0 = 13.604 - 2.875 = 10.729 \text{ cm}$$

Excentricidad del eje neutro de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de pretensado.

Operando  $t = \infty$ .

$$P_0 \geq \frac{f_{cs} + \frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty}}{\beta \cdot \left( \frac{e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)}$$

$$P_0 \leq -24784.963 \text{ kg}$$

$$P_0 \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_\infty}}{\beta \cdot \left( \frac{e_\infty \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right)}$$

$$P_0 \leq 7081.48 \text{ kg}$$



Figura 3.25 Conjunto solución de la fuerza de pretensado

**Verificación de la fuerza de pretensado inicial:** Elegida dentro del conjunto solución

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

$$f_{ps} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ps} = 0.74 \cdot f_{p \max k} = 0.74 \cdot 19000 = 14060 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$P_0 = 14250 \cdot 0.126 = 1771.56 \text{ kg}$$

Valores del pretensado

$$7081.48/P_0 \leq P_0 \leq 8073.51/P_0$$

Numero de torones

$$3.997 \leftrightarrow 4.56$$

$$\# \phi_{4 \text{ mm}} = 4$$

número de cables a usar

Fuerza de pretensado

$$P_0 = 1771.56 \cdot 4 = 7086.24 \text{ kg}$$

**Comprobaciones de esfuerzos.-**

$$-\frac{M_0 \cdot c_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A} \leq 0.8\sqrt{f_{ci}}$$

$$-35.900 \leq 12.52$$

$$\frac{M_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A} \geq -0.6 \cdot f_{ci}$$

$$-125.824 \geq -147.00$$



$$-\frac{M_T \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{n_b \cdot P_0 \cdot e_\infty \cdot c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n_b \cdot P_0}{A} \geq -0.45 \cdot f'c$$

$$\mathbf{-36.856 \geq -157.50}$$

$$\frac{M_T \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n_b \cdot P_0 \cdot e_\infty \cdot c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n_b \cdot P_0}{A} \leq 0.6\sqrt{f'c}$$

$$\mathbf{29.862 \leq 29.93}$$

**Cálculo de las pérdidas de la fuerza de pretensado.-** se calculan las pérdidas de acortamiento elástico del hormigón (2.25%), fluencia lenta del hormigón (0.96%), contracción del hormigón (2.039%), Relajación de la armadura activa (2.592%).

Perdidas total es de es de 7.841 %

El cálculo detallado de las pérdidas de pretensado se encuentran en el Anexo A-1

**Cálculo de las armaduras consideradas sobre la losa alivianada**

**Cálculo de la armadura de distribución.-**

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_0}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde:

$h_0 = 5 \text{ cm}$  Espesor de la losa de hormigón.

$f_{yd} = 347.8261 \text{ MPa}$  Resistencia de cálculo en MPa.

$$A_s \geq 0.7187 \geq 0.575$$

Por lo tanto la armadura de reparto a usar es:

$$A_s = 0.7187 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se considera un diámetro de  $\emptyset = 6 \text{ mm}$ ;  $A_s = 0.283 \text{ cm}^2$

Número de barras necesarias por cada metro:

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 6\text{mm}}} = \frac{0.7187}{0.283} = 2.54 \cong 3$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{\text{Barras}} \cdot A_{\emptyset 6\text{mm}} = 3 \cdot 0.283 = \mathbf{0.849 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{0.849 \text{ cm}^2 > 0.7187 \text{ cm}^2}$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $100/3 = 30$

Se utilizarán: **3  $\emptyset$  6 mm c/ 30 cm**

Las armaduras de reparto se disponen para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón, evitando fisuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano. se dispondrán como una parrilla de recuadros de 30x30 cm.

**Calculo de la armadura negativa.-**

Pudiendo calcularse las sollicitaciones considerando una redistribución por plasticidad hasta igualar el momento de empotramiento y el del vano, iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

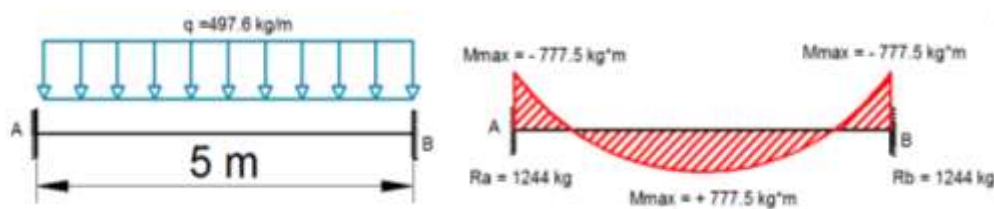


Figura 3.26 Momentos negativos considerados para la verificación.

Donde:

$q_d = 497.6 \text{ kg/m}$

Carga ponderada sobre el elemento.

$L = 5.00 \text{ m}$

Luz de cálculo para las viguetas pretensadas.

Resolviendo se tiene que:

$R_a = 1244 \text{ kg}$

$R_b = 1244 \text{ kg}$

$M_{max}^{(+)} = 777.5 \text{ kg.m}$

$M_{max}^{(-)} = 777.5 \text{ kg.m}$

Se la tomará como una sección T y para ello se hacen las siguientes consideraciones:

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

Resistencia característica.

$A_{cf} = b_w \cdot y$

Área comprimida ficticia del hormigón.

$S_s = b_w \cdot y \cdot (d - 0.5 \cdot y)$

Momento estático con respecto a la armadura de tracción.

$$0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot y - A \cdot f_{yd} + A_{sp} \cdot f_{ps} = 0$$

$$M_d = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot y \cdot (d - 0.5 \cdot y) + A_{sp} \cdot f_{ps} \cdot (d - r)$$

Donde:

$M_d = 771.5 \text{ kg.m}$

Momento de diseño.

$f_{cd} = 166.667 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de cálculo del hormigón.

$f_{yd} = 3478.26 \text{ kg/cm}^2$       Límite elástico de cálculo del acero.  
 $b_w = 10.00 \text{ cm}$       ancho efectivo de la viga.  
 $r = 3 \text{ cm}$       Recubrimiento.  
 $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$       canto útil.

$$77150 = 0.85 \cdot 166.667 \cdot 10 \cdot y \cdot (17 - 0.5 \cdot y) + 7086.24 \cdot (17 - 3)$$

$$708.335 \cdot y^2 - 24083.382 \cdot y - 22057.36 = 0$$

$$y_1 = 5.25 \text{ cm} \quad y_2 = -0.89 \text{ cm}$$

$$A = \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot y + A_{sp} \cdot f_{ps}}{f_{yd}}$$

$$A_{neg} = \frac{0.85 \cdot 166.667 \cdot 10 \cdot 5.25 + 7086.24}{3652.174}$$

$$A_{neg} = 3.977 \text{ cm}^2$$

Se considera un diámetro de  $\emptyset = 10 \text{ mm}$ ;  $A_s = 0.785 \text{ cm}^2$

Número de barras necesarias por cada metro:

$$N^{\circ}_{Barras} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 10\text{mm}}} = \frac{3.977}{0.785} = 5.07 \cong 6$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{Barras} \cdot A_{\emptyset 10\text{mm}} = 6 \cdot 0.785 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$4.71 \text{ cm}^2 > 3.977 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $100/6 = 16.667$

Se utilizarán: **6  $\emptyset$  10 mm c/ 20 cm**

### Verificación a la deflexión.-

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

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

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

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

$$\Delta_{pp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_c \cdot I_{xc}}$$

$$q = 4.9760 \text{ kg/cm}$$

$$E_c = 300416.377 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573.667$$

$$\Delta_{pp} = 1.165 \text{ cm}$$

Deflexión debida a la fuerza de pretensado, esta es considerada favorable por presentar una deflexión cóncava hacia arriba, por la acción de la fuerza pretensora.

$$\Delta_{ps} = \frac{1}{8} \cdot \frac{P_e \cdot e \cdot l^2}{E_c \cdot I_{xc}}$$

$$P_e = 6530.61 \text{ kg}$$

$$E_c = 300416.377 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 10.729 \text{ cm}$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$I_{xc} = 11573.667$$

$$\Delta_{ps} = -0.6297 \text{ cm}$$

Finalmente tenemos:

$$\Delta_{pp} + \Delta_{ps} = 1.165 - 0.6297 = 0.5353 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{400} = \frac{500}{400} = 1.25 \text{ cm}$$

$$\mathbf{0.5353 \text{ cm} \leq 1.25 \text{ cm}}$$

### **3.5.3. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto**

1.-Adquisición – provisión de materiales.

2.- Instalaciones de faenas (en emplazamiento del proyecto):

- Desbroce, explanación y limpieza.
- Movilizaciones y desmovilizaciones.

3.- replanteo general (preliminar):

- Trazado y replanteo

4.- Excavaciones:

- Excavación con maquinaria para zapatas.
- Excavación manual de cimientos.

5.- Construcción de zapatas:

- Replanteo.
- Armado, variado y compactado de hormigones.
- Relleno y compactado de suelos.
- Protección contra la humedad.

6.- Encofrado, armado y vaciado de la estructura de sustentación de la edificación:

- Replanteo de vigas, columnas y losas.
- Encofrado, armado y colocado de armaduras.
- Vaciado y compactado de hormigones.
- Desencofrado y curado de hormigones.

7.- ejecución de estructuras complementarias:

- Replanteos.
- Encofrado, armado y vaciado de escaleras.
- Desencofrado y curado de hormigones.

8.- ejecución de cerramientos.

Replanteos.

Mamposterías cerámicas.

Mamposterías de fábrica.

10.- Ejecución obra fina.

- Revoque exterior

- Revoque interior
- Colocado de puertas y ventanas
- Quincallería, vidrios, etc.
- Pinturas.

11.- limpieza.

- Retiro de escombros.
- Pulimientos.

12.- Entrega de obra.

- Provisional.
- Ejecución de obras correctivas.
- Definitiva.

#### **3.5.4. 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.

#### **3.5.5. Precios unitarios.-**

El análisis de precios unitarios fue realizado con ayuda del Programa PRESCOM\_10 el cual contempla los siguientes parámetros en su realización del presupuesto total de la obra.

Los siguientes parámetros:

- Costos directos de cada ítem.
  - Materiales.
  - Mano de obra.
  - Beneficios sociales: 55% del sub total de la mano de obra.
  - Maquinaria, equipo y herramientas: 5% del total de la mano de obra.
- Costos indirectos.
  - Gastos generales y administrativos: 6% del sub total del ítem.
  - Utilidad: 5 % del sub total del ítem.
  - Impuestos:
    - Impuesto al valor agregado: 14.94 %
    - Impuesto a la transacción: 3.09%

Las planillas del análisis de precios unitarios se encuentran detalladas en Anexo A-5.

### **3.5.6. Presupuesto general de la obra.-**

Se obtuvo mediante la utilización del programa PRESCOM\_10 en función a los volúmenes de obra y precios unitarios correspondientes a cada ítem, tomando como presupuesto general la suma de las dos cantidades, llegando a un presupuesto total de la obra Bs. 6.492.507,91 (Seis Millones Cuatrocientos Noventa y Dos Mil Quinientos Siete con 91/100) detallado en anexo A-4.

### **3.5.7. Cronograma de ejecución.-**

Se realizó un cronograma de actividades mediante Microsoft Project, este cronograma es el que se recomienda seguir en la construcción del Albergue para la U.E. Rancho Norte, se tiene planificada la construcción del Albergue, en aproximadamente 87 semanas que da 609 días calendario.

## CAPÍTULO IV

### 4. APORTE ACADÉMICO

#### ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO DE ESCALERA AUTO-PORTANTE.

##### 4.1. Marco Teórico.-

Los sistemas de escaleras son estructuras muy importantes dentro de la configuración de una edificación, ya que a la vista de cualquier usuario se pueden definir como la estructura que le permite a un individuo trasladarse de un punto a otro de la edificación, dichos puntos con la característica de encontrarse en diferentes cotas de nivel medidas, a partir de un punto común. En muchos de los casos que actualmente pueden observarse en nuestro país, el edificador ha pensado de esta manera tan simple y ha perdido de vista la gran importancia que estos sistemas juegan en la vida de una edificación.

Son muchos los casos en los cuales se ha podido observar como gran cantidad de personas pierden la vida en catástrofes, provocadas por las inclemencias de la naturaleza y en muchas ocasiones se ha debido a la mala ejecución de obras civiles. Los sistemas de escaleras no es la excepción. Ya que incluso se puede escuchar hacer mención de una frase tan común como: “cuando ocurre un terremoto lo primero en caer son las escaleras” esta frase ha cobrado un gran impacto, debido a que se ha dejado estos trabajos primero en manos de personas que no tiene la facultad de llevarlos a cabo y, segundo. Las personas facultadas para hacerlo cuenta con muy poca información.

Luego de conocer el papel tan importante que juega un sistema de escaleras en una edificación y cómo éste se puede convertir en un sistema de seguridad y evacuación, así como comprobar que se carece de bibliografía confiable acerca de estos temas. Se pretende proporcionar la información necesaria para que todo aquel interesado en éste, tenga las herramientas necesarias para poder implementar sistemas eficaces.

##### 4.1.1. Sistema de escaleras.-

Un sistema de escaleras se puede definir como un parte integral de una estructura que conecta un punto con otro ubicado dentro de la misma estructura pero con diferentes cotas de nivel, medidas que se dan a partir de un punto común.

La tipología estructural de las escaleras es muy variada sin embargo las escaleras más comúnmente empleadas son aquellas que su configuración estructural está basada en



losas o placas de concreto armado apoyadas en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas.

#### **4.1.2. Clasificación de sistemas de escaleras.-**

Los factores por medio de los cuales se clasifica un sistema de escaleras pueden ser factores físicos, estructurales y relacionados con el tipo de uso que tiene el sistema dentro de una edificación, sin embargo a continuación se detallan los más importantes.

##### **Clasificación de sistemas de escaleras de acuerdo con el sistema de apoyos lo sustentan.-**

Los sistemas de escaleras pueden clasificarse en tres grupos de acuerdo con el sistema de apoyos en el cual se sustenta su estructura y le permiten poseer estabilidad. Estos grupos se detallan a continuación.

- a) Escaleras simplemente apoyadas
- b) Sistemas de escaleras apoyadas longitudinalmente
- c) Sistemas de escaleras apoyadas transversalmente

##### **Clasificación de sistemas de escaleras según su importancia dentro de la edificación.-**

Los sistemas de escaleras pueden clasificarse de acuerdo con la importancia que poseen dentro de una edificación, ya que, basado en las funciones que tenga un sistema en una estructura, así deberá ser analizada, diseñada y edificada. Los principales sistemas de escaleras empleados en una edificación se detallan a continuación.

- a) Sistemas de escaleras de uso diario
- b) Sistemas de escaleras de uso cotidiano

##### **Clasificación de sistemas de escaleras de acuerdo con su configuración estructural.-**

Cuando se habla de configuración estructural se está hablando acerca de las características estructurales que posee un sistema, es decir se detalla el sistema de apoyos que este posee tanto longitudinalmente como transversalmente, el tipo de estructural que conforma el sistema, es decir escalones en voladizo, losas o placas de concreto armado etc.

##### **Sistema de escaleras auto-portantes.-**

Se denomina sistema de escaleras auto-portante a aquel sistema que se conforma por dos tramos de losas de concreto escalonadas y colocadas en sentido contrario una respecto de la otra con un descanso entre ambos tramos, respecto de las losas podemos decir que ambas se encuentra empotradas a elementos rígidos en sus extremos sin embargo el punto común de

unión es una losa dispuesta horizontalmente denominada descanso en la cual se concentran esfuerzo torsionantes que son transmitidos a las losas escalonadas y estas a su vez lo transmiten a los elementos terminales tal y como se aprecia en la figura 4.1.

“Sistemas de escaleras de dos tramos, apoyada en sus extremos con transmisión de esfuerzos torsionantes en su losa de conexión más comúnmente denominado sistema auto-portante de escaleras”

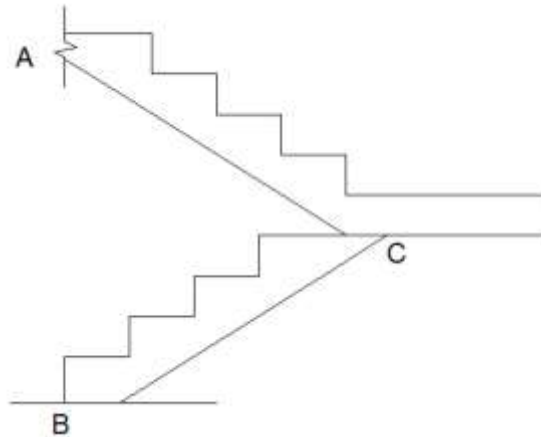


Figura 4.1. Sistema de escalera auto-portante con un descanso

#### **Sistemas de escaleras de losa maciza.-**

Los sistemas de losa maciza son los sistemas de escaleras más comúnmente empleados, ya que su análisis como su diseño no constituyen un procedimiento que represente mayor dificultad, este tipo de sistemas se compone de placas o losas de concreto armado las cuales se apoyan en sus extremos en diversos elementos estructurales que se les transmite las cargas colectadas por el sistema de diafragmas compuestos por las losas que integran el sistema de escaleras.

Este tipo de sistemas se sub divide de acuerdo con el número de tramos o losas que lo componen, se puede clasificar este sistema en: sistema de escaleras de un solo tramos, sistema de escaleras de dos tramos de losa con un descanso y sistema de escaleras de tres tramos con dos descansos.

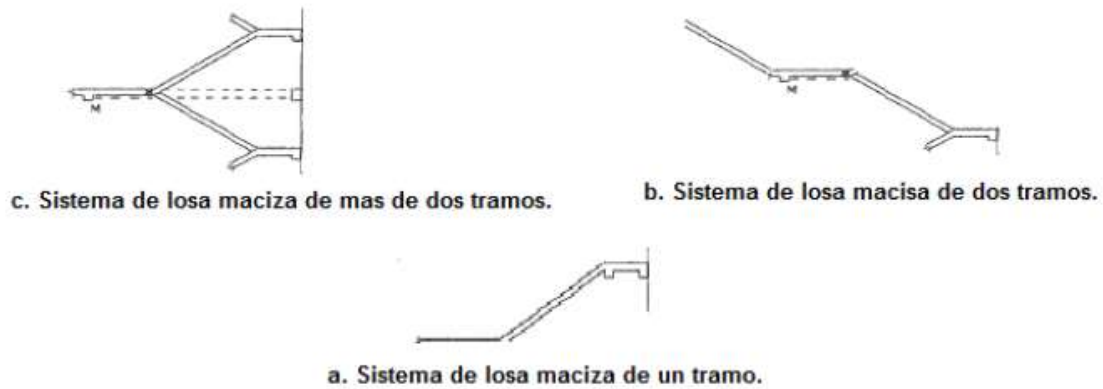


Figura 4.2. Sistemas de escaleras de losa maciza

### Sistemas de escaleras con apoyos intermedios

Se le denomina sistema de escaleras con apoyos intermedios a aquel sistema cuya característica fundamental es que posee más de dos tramos de losa dispuestos en la misma dirección y que no poseen descansos intermedios sino que su estructura se apoya más comúnmente en sistemas de vigas intermedias.

Este tipo de sistema se considera un caso especial de las escaleras simplemente apoyadas de un tramo ya que este tipo de escaleras se modelan con mediante placas de concreto de largos que varían entre 3.00 m y 4.00 m, sin embargo el sistema de apoyos intermedios permite prolongar la longitud de un tramo sin que éste exceda los 6.00 m con la condicionante que exista un apoyo intermedio que tenga la capacidad de absorber los esfuerzo torsionantes que se le induciría a un descanso.

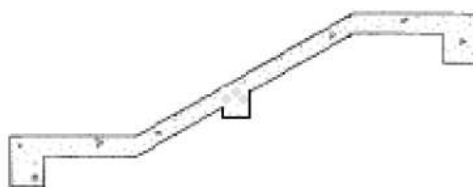


Figura 4.3. Sistemas de escaleras con apoyo intermedio

### Sistema de escaleras orto poligonales.-

Comúnmente se puede apreciar en cualquier edificación que los sistemas de escaleras están compuestos por losas que a su vez se les agregan escalones y dan origen a un medio por el cual un usuario de una edificación puede desplazarse de un punto a otro de un edificio, sin

embargo el sistema de escaleras denominado sistema ortopoligonal se considera un caso especial de los sistemas de escaleras, ya que este no se compone de una losa plana la cual se le agregan escalones sino que en este tipo de sistemas la losa es la que presenta la forma de escalón. Este tipo de sistemas no son muy comúnmente empleados ya que se consideran de un grado de dificultad alto para su ejecución, además de representar dificultades para su análisis y diseño ya que siendo un caso especial se requieren de métodos de análisis y diseño especiales para su cálculo.

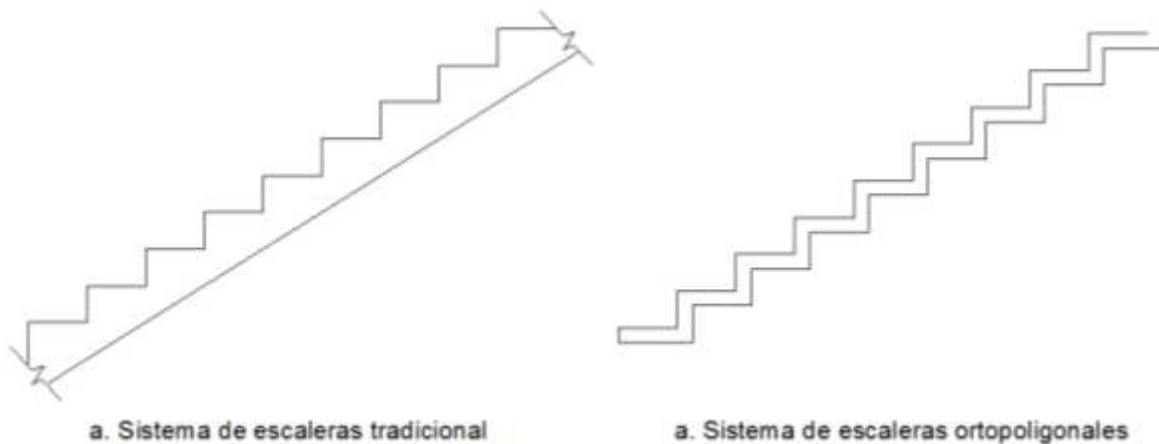


Figura 4.4. Comparación entre dos sistemas de escaleras.

### **Sistema de escaleras helicoidales**

Se le denomina sistema de escaleras helicoidales al sistema que emplea como punto de apoyo un elemento de concreto armado diseñado para resistir esfuerzos de flexo compresión, este se considera un caso especial de los sistemas de escaleras con escalones en voladizo empotrados transversalmente, ya que la filosofía de funcionamiento se basa en escalones empotrados en una columna central la cual le sirve no solo como sistema de empotramiento sino que a su vez le brinda estabilidad al sistema como tal.

Este tipo de sistemas se emplea en edificaciones en las cuales no se cuenta con áreas amplias para la construcción de sistemas constituidos por losas, este sistema se considera como uno de los más adecuados para situaciones en las que no se cuenta con áreas amplias en los ambientes ya que por su tamaño compacto y realizando un correcto análisis y diseño de la estructura nos brindará un servicio calidad.

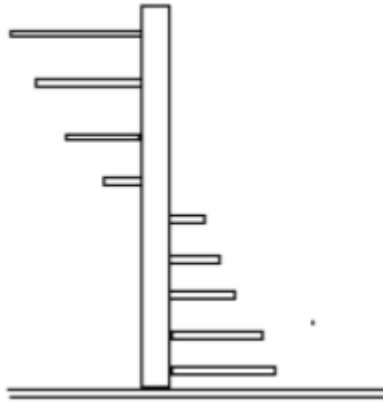


Figura 4.5. Sistema helicoidal de escalera.

En el actual proyecto prestaremos atención al sistema de escalera auto – portante.

#### 4.1.3. Sistema de escalera auto-portante.-

La solución rara vez se justifica por razones económicas o estructurales, sino más bien por su elegancia.

El esquema de cálculo se indica en la figura 4.6. Supongamos por el momento los tiros articulados serán en los apoyos A y B, introduciendo un apoyo ficticio en C`.

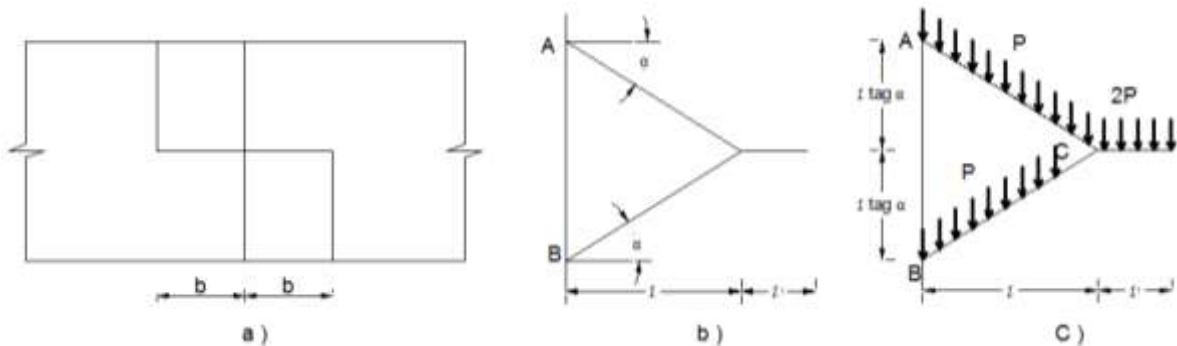


Figura 4.6. Esquema de cálculo

Designamos una carga  $P$  a la sobrecarga de uso y acabados en planta correspondiente a un ancho  $b$  de tiro, en el descansillo la carga es por tanto  $2P$ .

Aislando el tramo superior de ancho  $b$  en tiro y descansillo, y expresando las condiciones de equilibrio, tenemos:

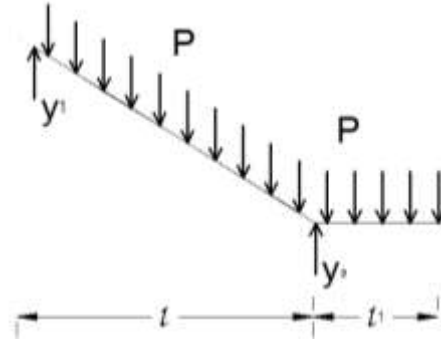


Figura 4.7. Condiciones de equilibrio

$$\sum F_y \rightarrow Y_1 + Y_2 - p \cdot (l + l_1) = 0$$

$$\sum M_A \rightarrow Y_2 \cdot l - \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2} = 0$$

Resolviendo el sistema tengo:

$$Y_2 = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l}$$

$$Y_1 = \frac{p \cdot (l^2 - l_1^2)}{2 \cdot l}$$

Para restablecer las condiciones iniciales, debemos introducir, una fuerza  $-2Y_2$ . Para el conjunto de los dos tramos, en sentido descendente. Esta fuerza origina una compresión  $N$  en el tiro inferior y una tracción  $T$  en el superior, el valor:

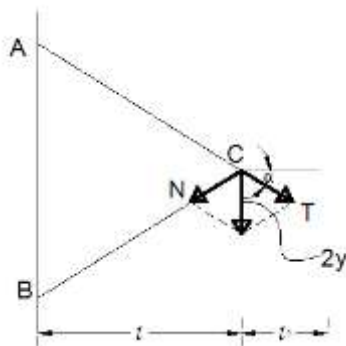


Figura 4.8. Descomposición de fuerzas

$$2N \cdot \text{sen } \alpha = 2 \cdot Y_2$$

$$N = \frac{Y_2}{\text{sen } \alpha}$$

Y sustituyendo en la ecuación de  $Y_2$

$$N = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \text{sen } \alpha}$$

$$T = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \text{sen } \alpha}$$

Los esfuerzos en el tramo superior son los siguientes:

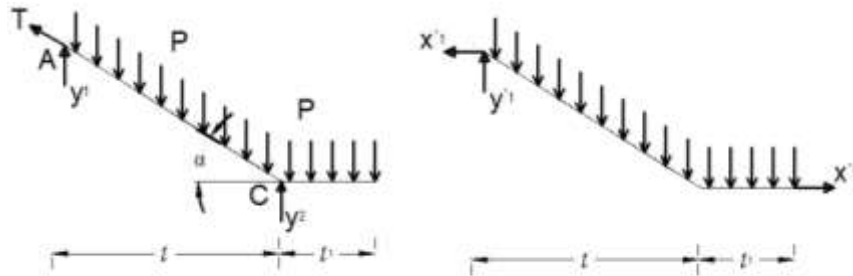


Figura 4.9. Esfuerzos y reacciones

La reacción vertical en A será:

$$Y_1 = Y_2 + T \cdot \text{sen } \alpha$$

Sustituyendo  $Y_2$  y  $T$

$$Y_1 = P(l + l_1)$$

Tomando momentos respecto a B, se deduce inmediatamente:

$$X_1 = -\frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \text{tg } \alpha}$$

Obsérvese que el equilibrio del tramo se consigue de acuerdo a lo indicado en el esquema de la figura b), sin ninguna reacción vertical en el descansillo.

Los momentos flectores son de deducción inmediata:

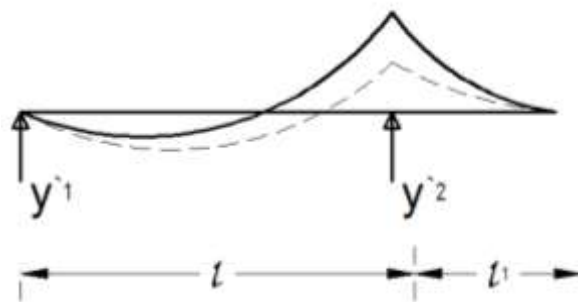


Figura 4.10. Momentos flectores

$$M_{\text{max}}^+ = Y_1 \cdot x - \frac{P \cdot x^2}{2} \quad ; \quad x = \frac{Y_1}{P}$$

$$M_{\text{max}}^- = -\frac{P \cdot l_1^2}{2}$$

Para los esfuerzos cortantes, se tiene:

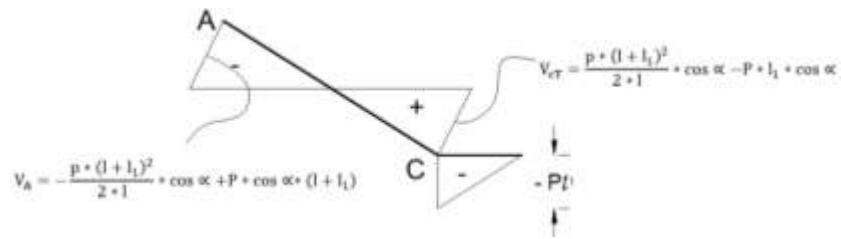


Figura 4.11. Esfuerzos cortantes

En voladizo:

$$V_C = -P \cdot l_1$$

En el tiro:

$$V_{CT} = Y_1 \cdot \cos \alpha - P \cdot l_1 \cdot \cos \alpha$$

$$V_{CT} = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l} \cdot \cos \alpha - P \cdot l_1 \cdot \cos \alpha$$

$$V_A = -V_{CT1} + P \cdot l \cdot \cos \alpha$$

$$V_A = -\frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l} \cdot \cos \alpha + P \cdot \cos \alpha \cdot (l + l_1)$$

Los esfuerzos axiales resultan de:

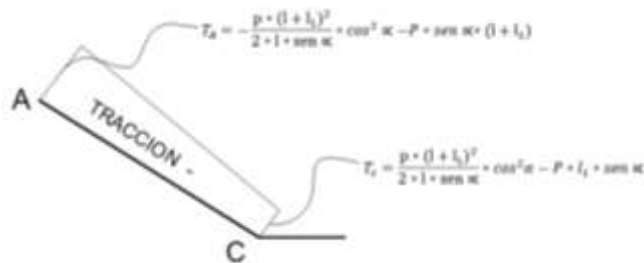


Figura 4.12. Esfuerzos axiales

Tracción en el extremo C del tiro:

$$T_C = T - Y_2 \cdot \sin \alpha$$

Sustituyendo T y  $Y_2$

$$T_C = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \sin \alpha} \cdot \cos^2 \alpha - P \cdot l_1 \cdot \sin \alpha$$

Tracción al extremo A del tiro (es la máxima en el tiro):

$$T_A = -\frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \sin \alpha} \cdot \cos^2 \alpha - P \cdot \sin \alpha \cdot (l + l_1)$$



Para el tramo inferior, las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes son idénticas y la de esfuerzos axiales tienen iguales valores absolutos, pero correspondiendo, en este caso, a esfuerzo de compresión, con valor máximo en el extremo inferior B. La reacción vertical en B es idéntica a la de A y la horizontal de signo contrario.

Las componentes horizontales de los esfuerzos axiales en los tiros, en los puntos C del descansillo, son:

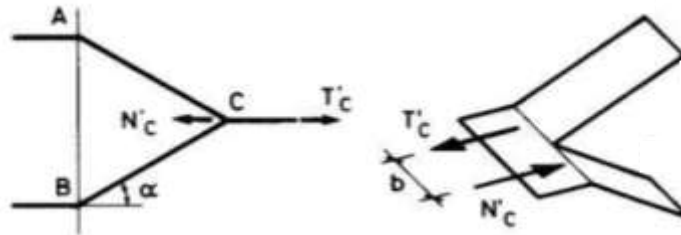


Figura 4.13. Componentes de esfuerzos axiales en los tiros

$$T'_c = T_c \cdot \cos \alpha$$

$$N'_c = N_c \cdot \cos \alpha$$

$$T'_c = -\frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \sin \alpha} \cdot \cos^3 \alpha - P \cdot l_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$N'_c = \frac{p \cdot (l + l_1)^2}{2 \cdot l \cdot \sin \alpha} \cdot \cos^3 \alpha + P \cdot l_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

Que originan un par de fuerzas:

$$M = N'_c \cdot b$$

Que se distribuye en dos momentos flectores que actúan sobre los tiros en el sentido de un ancho b como canto de una sección de alto h (espesor del tiro) y canto b.

$$M_A = M_B = N'_c \cdot \frac{b}{2}$$

Las fuerzas  $N'_c$  y  $T'_c$ , producen en el descansillo un esfuerzo cortante en sentido horizontal

$$V = N'_c$$

Con los esfuerzos anteriormente calculados el dimensionamiento no ofrece ningún problema especial. Obsérvese que los tiros están en flexión esviada combinada con la compresión o tracción. Sin embargo, los esfuerzos axiales son despreciables en la mayoría de los casos.

#### 4.1.4. Análisis, cálculo y diseño estructural de la escalera auto-portante.-

Datos:

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

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

$$f_{yk} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.40 \text{ m}$$

$$Z = 3.74 \text{ m}$$

$$a = 1.40 \text{ m}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$r = 0.030 \text{ m}$$

$$h = 0.30 \text{ m}$$

$$ch = 0.17 \text{ m}$$

$$N = 20$$

Coef. Minoración del H°.

Coef. Minoración del acero.

Resistencia característica del H°.

Límite de fluencia del acero.

Longitud de la rampa.

Longitud del descanso.

Desnivel a salvar.

Ancho de la rampa.

Ancho total de descanso.

Recubrimiento de la armadura.

Huella.

Contra huella.

Numero de escalones.

$$t = \frac{L_1 + L_2}{20} = 0.22 \text{ m} \quad ; \quad t = \frac{L_1 + L_2}{25} = 0.176 \text{ m}$$

$$t = 0.170 \text{ m}$$

Espesor de la losa, medida perpendicular.

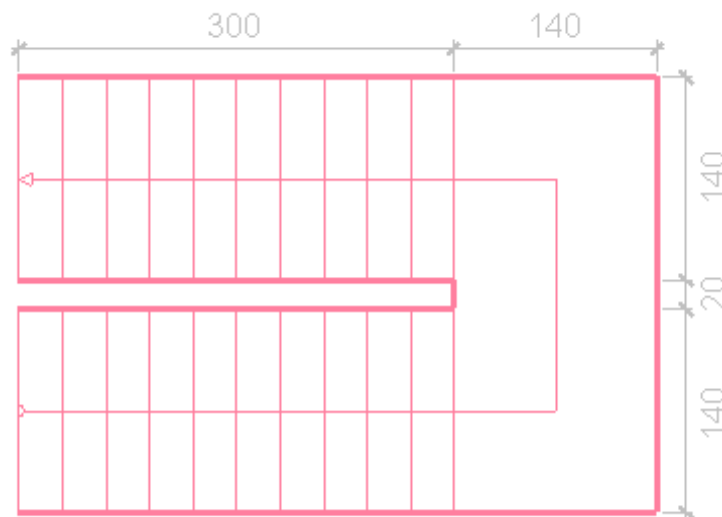


Figura 4.14. Vista en planta de la escalera

Debido a su inclinación y poca luz esta se puede diseñar como losas macizas a las cuales se les sobreponen los peldaños. Considerando el trabajo a flexión, se puede suponer que la

escalera es una losa horizontal, siempre y cuando, el peso de la losa se halle, no con su espesor perpendicular sino con la medida vertical de este espesor. El error cometido en esta suposición es mínimo y no afecta al diseño.

\*Cálculo de la altura de la losa verticalmente

$$\cos \alpha = \frac{30}{\sqrt{30^2 + 17^2}} = 0.87$$

$$t_v = \frac{t}{\cos \alpha} = \frac{17}{0.87} = 19.54 \text{ cm}$$

\*Cargas de la losa sobre la rampla:

$$A_{\text{rampla}} = 1.4 \cdot 3 = 4.2 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{rampla}} = t_v \cdot \gamma_{\text{H}^\circ\text{A}^\circ} \cdot a = 0.1954 \cdot 2500 \cdot 1.4 = 683.9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Vol}_{\text{escalon}} = \frac{h \cdot ch}{2} \cdot a = \frac{0.30 \cdot 0.17}{2} \cdot 1.4 = 0.0357 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso}_{\text{peldaños}} = \text{Vol}_{\text{escalon}} \cdot \gamma_{\text{H}^\circ\text{A}^\circ} \cdot N^\circ_{\text{peldaños}} = 0.0357 \cdot 2500 \cdot 22 = 1963.5 \text{ kg}$$

$$q_{\text{peldaños}} = \frac{\text{Peso}_{\text{peldaños}}}{A_{\text{rampla}}} \cdot a = \frac{1963.5}{4.2} \cdot 1.4 = 654.5 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabados}} = 50 \cdot 1.4 = 70 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{barandillas}} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CM}_{\text{rampa}} = \mathbf{q}_{\text{rampla}} + \mathbf{q}_{\text{peldaños}} + \mathbf{q}_{\text{acabados}} + \mathbf{q}_{\text{barandillas}} = \mathbf{1458.4 \text{ kg/m}}$$

\*Cargas sobre la losa de descanso:

$$q_{\text{descanso}} = t \cdot \gamma_{\text{H}^\circ\text{A}^\circ} \cdot a = 0.17 \cdot 2500 \cdot 1.4 = 595 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{acabados}} = 50 \cdot 1.4 = 70 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{CM}_{\text{descanso}} = \mathbf{q}_{\text{descanso}} + \mathbf{q}_{\text{acabados}} = \mathbf{665 \text{ kg/m}}$$

\*Sobrecarga: la sobrecarga se determina mediante el tipo de edificación.

$$\mathbf{SC} = \mathbf{S_c} \cdot \mathbf{a} = \mathbf{400 \cdot 1.4} = \mathbf{560 \text{ kg/m}}$$

**\*Para la armadura positiva:** supuestas con apoyo ficticio en C suponiendo que este punto no se desplaza y con las cargas ponderadas y la carga en el voladizo solo el peso propio.

$$W_{u1} = 1.6 \cdot 1458.4 + 1.6 \cdot 560 = 3229.44 \text{ kg/m}$$

$$W_{u2} = 1.6 \cdot 665 = 1064 \text{ kg/m}$$

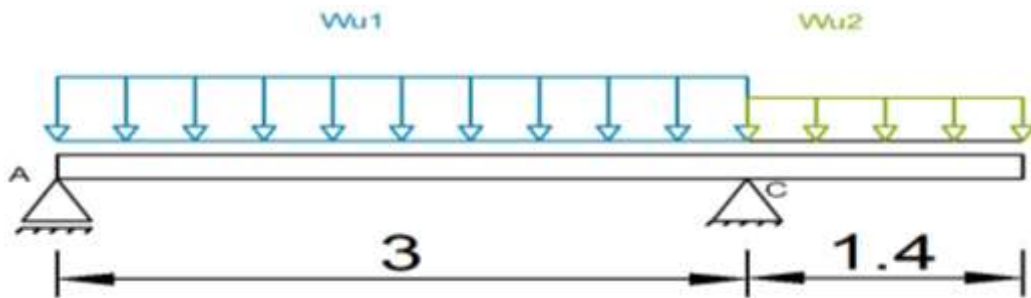


Figura 4.15. Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene que:

$$\sum M_A = 0$$

$$R_C = \frac{\frac{3229.44 \cdot 3^2}{2} + (1064 \cdot 1.4) \cdot \left(\frac{1.4}{2} + 3\right)}{3} = 6681.33 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = 3229.44 \cdot 3 + 1064 \cdot 1.4 - 6681.333 = 4496.59 \text{ kg}$$

$$x = \frac{R_A}{W_{u1}} = \frac{4496.59}{3229.44} = 1.392 \text{ m}$$

$$M_{\max}^+ = R_A \cdot x - \frac{W_{u1} \cdot x^2}{2} = 4496.59 \cdot 1.392 - \frac{3229.44 \cdot 1.392^2}{2}$$

$$M_{\max}^+ = 3130.47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento es el mismo para los dos tramos de la escalera.

**\*Para la armadura negativa:** supuesta con apoyo ficticio en C suponiendo que este punto no se desplaza y con las cargas ponderadas tomando el total de las cargas.

$$W_{u1} = 3229.44 \text{ kg/m}$$

$$W_{u2} = 1960 \text{ kg/m}$$

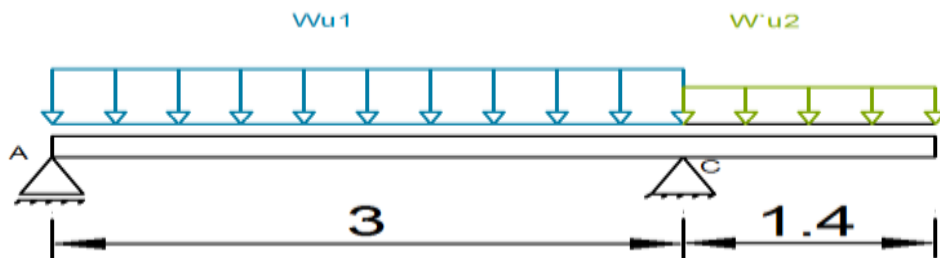


Figura 4.16. Como una losa plana, apoyo simple.

Resolviendo se tiene que.

$$\sum M_A = 0$$

$$R_C = \frac{\frac{3229.44 \cdot 3^2}{2} + (1960 \cdot 1.4) \cdot \left(\frac{1.4}{2} + 3\right)}{3} = 8228.43 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = 3229.44 \cdot 3 + 1960 \cdot 1.4 - 8228.43 = 4203.89 \text{ kg}$$

$$M_{\max}^- = \frac{W_{u2} \cdot l_1^2}{2} = \frac{1960 \cdot 1.4^2}{2}$$

$$M_{\max}^- = 1920.8 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Este momento es el mismo para los dos tramos de la escalera.

#### Determinación de la armadura longitudinal positiva:

$$M_d = 3130.47 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Momento de cálculo.

$$b_w = 1.4 \text{ m}$$

Ancho de la rampa.

$$t = 0.170 \text{ m}$$

Espesor de la losa, medida perpendicular.

$$r = 0.030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.261 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la altura mínima:

$$d = 17 - r = 17 - 3 = 14 \text{ cm altura útil}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{313047}{140 \cdot 14^2 \cdot 166.667} = 0.0684$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.0684 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.0724

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0724 \cdot 140 \cdot 14 \cdot \frac{166,667}{3478.261} = 6.799 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0018

$$A_{s \min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 140 \cdot 14 = 3.528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $6.799 \text{ cm}^2$

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán  $\emptyset 10 \text{ mm}$

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\emptyset 10 \text{ mm}}} = \frac{6.799}{0.7854} = 8.66 \cong 9$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{\text{Barras}} \cdot A_{\emptyset 10 \text{ mm}} = 9 \cdot 0.7854 = 7.069 \text{ cm}^2$$

$$7.069 \text{ cm}^2 > 6.799 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $140/9 = 15.55$

Se utilizarán: **9  $\emptyset 10 \text{ mm}$  c/ 15 cm**

### Determinación de la armadura longitudinal negativa:

$M_d = 1920.8 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento de cálculo, en agotamiento.

$b_w = 1.4 \text{ m}$

Ancho de la rampa.

$t = 0.170 \text{ m}$

Espesor de la losa, medida perpendicular.

$r = 0.030 \text{ m}$

Recubrimiento de la armadura.

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.261 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la altura mínima:

$$d = 17 - r = 17 - 3 = 14 \text{ cm altural útil}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{192080}{140 \cdot 14^2 \cdot 166.667} = 0.042$$

$$\mu_{d \lim} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \lim} \rightarrow 0.042 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la

cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.0438

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0438 \cdot 140 \cdot 14 \cdot \frac{166,667}{3478.261} = 4.114 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \min}$ ) = 0.0018

$$A_{s \min} = w_{s \min} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 140 \cdot 14 = 3.528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $4.114 \text{ cm}^2$

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán  $\varnothing 8 \text{ mm}$

$$N^{\circ}_{\text{Barras}} = \frac{A_s}{A_{\varnothing 8\text{mm}}} = \frac{4.114}{0.503} = 8.18 \cong 9$$

$$A_{st} = N^{\circ}_{\text{Barras}} \cdot A_{\varnothing 8\text{mm}} = 9 \cdot 0.503 = 4.527 \text{ cm}^2$$

$$4.527 \text{ cm}^2 > 4.114 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $140/9 = 15.55$

Se utilizarán: **9  $\varnothing 8 \text{ mm c/ 15 cm}$**

### Cálculo de la armadura de reparto en el descanso:

$$T = \frac{R_c}{\text{sen } \alpha} \quad ; \quad \text{sen } \alpha = \frac{1.87}{\sqrt{3^2 + 1.87^2}} = 0.529$$

$$T = \frac{8228.43}{0.529} = 15554.69 \text{ kg}$$

$$T_c = T - R_c \cdot \text{sen } \alpha = 15554.69 - 8228.43 \cdot 0.529 = 11201.85 \text{ kg}$$

$$T_c = T_c \cdot \text{sen } \alpha = 11201.85 \cdot 0.529 = 5925.78 \text{ kg}$$

$$M_{\text{reparto}} = 8296.092 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b_w = 1.4 \text{ m}$$

Ancho de la rampa.

$$t = 0.170 \text{ m}$$

Espesor de la losa, medida perpendicular.

$$r = 0.030 \text{ m}$$

Recubrimiento de la armadura.

Determinación del  $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  resistencia de cálculo del hormigón y del acero

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{250}{1.5} = 166,667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{4000}{1.15} = 3478.261 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculo de la altura mínima:

$$d = 17 - r = 17 - 3 = 14 \text{ cm altura útil}$$

Momento reducido de cálculo

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{829609.2}{140 \cdot 14^2 \cdot 166.667} = 0.1814$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0.1814 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.2074

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2074 \cdot 140 \cdot 14 \cdot \frac{166,667}{3478.261} = 19.478 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Determinación de la armadura mínima

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}} = 0.0018$ )

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0018 \cdot 140 \cdot 14 = 3.528 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $19.478 \text{ cm}^2$

### Obtención del número de fierros para $A_s$ positiva en la losa

Se usarán  $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{A_s}{A_{\varnothing 12 \text{ mm}}} = \frac{19.478}{1.131} = 17.222 \cong 18$$

$$A_{st} = N^{\circ} \text{Barras} \cdot A_{\varnothing 10 \text{ mm}} = 18 \cdot 1.131 = 20.358 \text{ cm}^2$$

$$20.358 \text{ cm}^2 > 19.478 \text{ cm}^2$$

Dividiendo entre la cantidad necesaria se obtiene  $140/18 = 7.77$

Se utilizarán:

**18  $\varnothing 12 \text{ mm c/ 10 cm}$**

### Detalle de la armadura

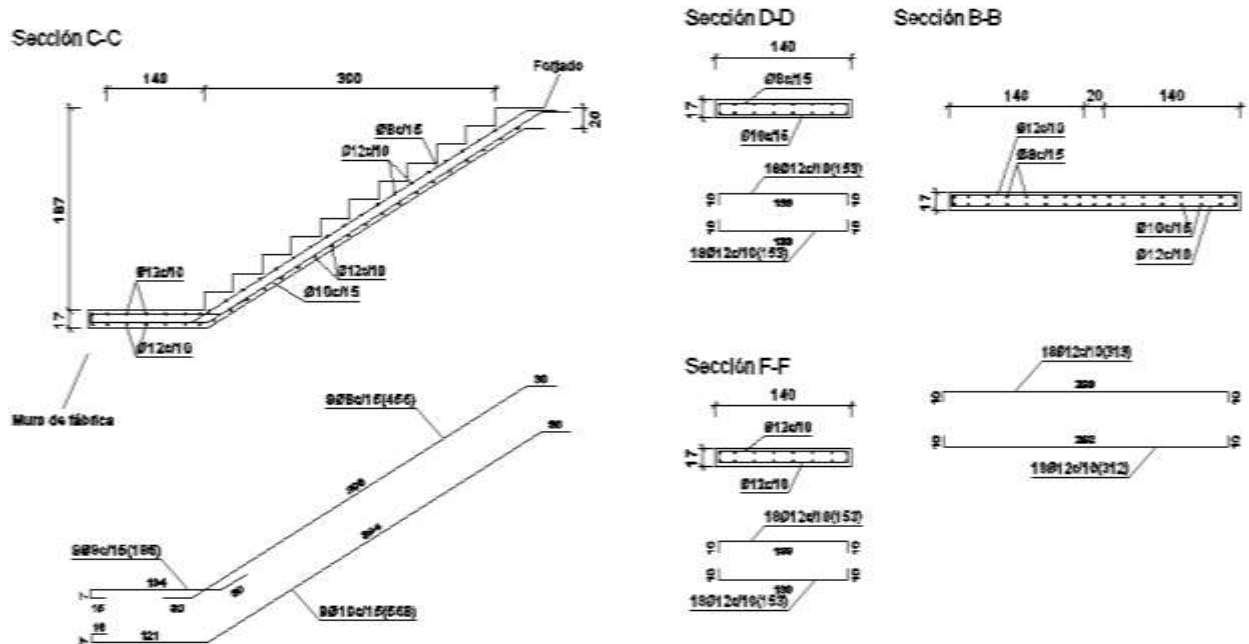


Figura 4.17. Representación gráfica de un tramo de la escalera



#### 4.1.5. Diseño de la viga a torsión.-

La viga está comprendida entre las columnas P17 y P18 de sección 20x45 cm. ubicada en el primer piso en la cual están apoyadas las escaleras 1 y 2.

$bw = 20 \text{ cm}$	Ancho de la pieza
$h = 45 \text{ cm}$	Alto de la pieza
$r = 3 \text{ cm}$	Altura de recubrimiento
$d = h - r = 45 - 3 = 42 \text{ cm.}$	Altura útil de la viga

#### Análisis de cargas actuantes en la viga.-

Carga permanente de la viga.-

$$P_{(vig)} = \gamma_{H^eA^e} \cdot bw \cdot h = 225,0 \text{ kg/m}$$

$$P_{(vig)} = 225 \cdot 1.6 = 360 \text{ kg/m}$$

Cargas provenientes de la losa.-

Cargas distribuidas linealmente sobre la viga:

$$\text{carga muerta: } CM = (250 + 72) \cdot 1.6 = 515.2 \text{ kg/m}$$

$$\text{carga viva: } CV = 300 \cdot 1.6 = 480.0 \text{ kg/m}$$

Cargas provenientes de las escaleras.-

#### Escalera del 1er Piso:

\*Cargas de la losa sobre la rampla:

$$CM_{rampla} = q_{rampla} + q_{peldaños} + q_{acabados} + q_{barandillas} = 1458.4 \text{ kg/m}$$

\*Cargas sobre la losa de descanso:

$$CM_{descanso} = q_{descanso} + q_{acabados} = 665 \text{ kg/m}$$

\*Sobrecarga: la sobrecarga se determina mediante el tipo de edificación.

$$SC = S_c \cdot a = 400 \cdot 1.4 = 560 \text{ kg/m}$$

Por peso propio y carga permanente:

$$q_{1um} = 1.6 \cdot 1458.43 = 2333.49 \text{ kg/m}$$

$$q_{1'um} = 1.6 \cdot 665 = 1064 \text{ kg/m}$$

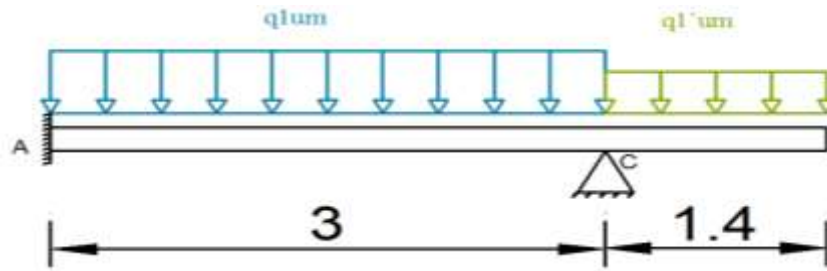


Figura 4.18. Carga muerta y permanente en la rampa y descanso (Esc. 1).

Momento de torsión por carga permanente que transmite la escalera a la viga en A es:

$$M_T = 2103.82 \text{ kg. m}$$

Por carga viva:

$$q_{1uv} = 1.6 \cdot 560 = 896 \text{ kg/m}$$

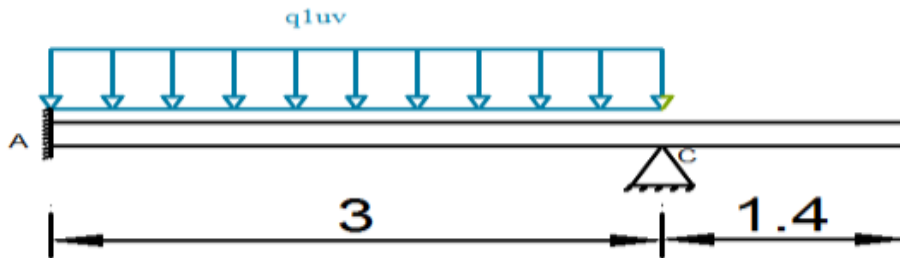


Figura 4.19. Carga viva en la rampa (Esc. 1).

Momento de torsión por carga viva que transmite la escalera a la viga en A es:

$$M_T = 756 \text{ kg. m}$$

Momento de torsión total:

$$M_T = 2103.82 + 756 = \mathbf{2859.82 \text{ kg. m}}$$

### Escalera del 2do Piso:

\*Cargas de la losa sobre la rampa:

$$CM_{\text{rampa}} = q_{\text{rampla}} + q_{\text{peldaños}} + q_{\text{acabados}} + q_{\text{barandillas}} = 1138.59 \text{ kg/m}$$

\*Cargas sobre la losa de descanso:

$$CM_{\text{descanso}} = q_{\text{descanso}} + q_{\text{acabados}} = 665 \text{ kg/m}$$

\*Sobrecarga: la sobrecarga se determina mediante el tipo de edificación.

$$SC = S_c \cdot a = 400 \cdot 1.4 = 560 \text{ kg/m}$$

Por peso propio y carga permanente:

$$q_{2um} = 1.6 \cdot 1138.59 = 1821.74 \text{ kg/m}$$

$$q_{2'um} = 1.6 \cdot 665 = 1064 \text{ kg/m}$$

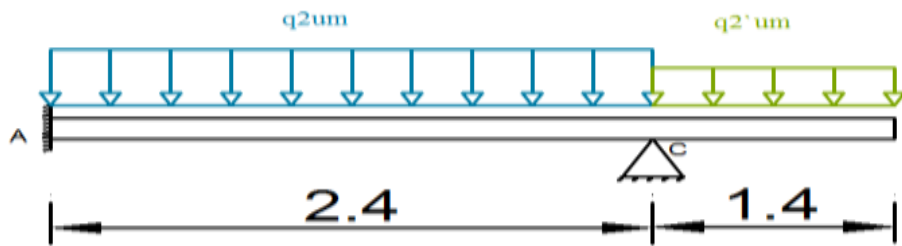


Figura 4.20. Carga muerta y permanente en la rampa y descanso (Esc. 2).

Momento de torsión por carga permanente que transmite la escalera a la viga en A es:

$$M_T = 790.293 \text{ kg. m}$$

Por carga viva:

$$q_{2uv} = 1.6 \cdot 560 = 896 \text{ kg/m}$$

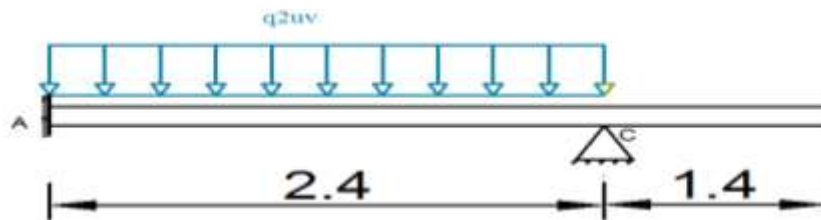


Figura 4.21. Carga viva en la rampa (Esc. 2).

Momento de torsión por carga viva que transmite la escalera a la viga en A es:

$$M_T = 483.84 \text{ kg. m}$$

Momento de torsión total:

$$M_T = 790.293 + 483.84 = \mathbf{1274.133 \text{ kg. m}}$$

**Cargas de flexión.-**

$$P_{(vig)} = 225 \cdot 1.6 = 360 \text{ kg/m}$$

Cargas provenientes de la losa.-

$$CM = (250 + 72) \cdot 1.6 = 515.2 \text{ kg/m}$$

$$CV = 300 \cdot 1.6 = 480.0 \text{ kg/m}$$

Cargas de las escaleras.-

$$CM_{Ec1} = 2333.49 \cdot 4.4/6.2 = 1656.025 \text{ kg/m}$$

$$CV_{Ec1} = 560 \cdot 4.4/6.2 = 298.065 \text{ kg/m}$$

$$CM_{Ec2} = 1803.59 \cdot 3.8/6.2 = 1105.43 \text{ kg/m}$$

$$CV_{Ec2} = 560 \cdot 3.8/6.2 = 257.42 \text{ kg/m}$$

Carga ultima a flexión

$$q_{U(v,l)} = 575.2 + 480 = 1055.2 \text{ kg/m}$$

$$q_{U(\text{esc1.})} = 1656.025 + 298.065 = 1954.09 \text{ kg/m}$$

$$q_{U(\text{esc2.})} = 1105.43 + 257.42 = 1362.85 \text{ kg/m}$$

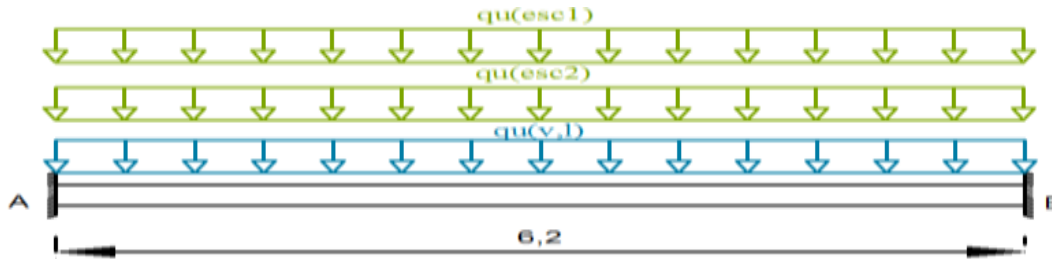


Figura 4.22. Esquema de carga para la flexión

$$M_A^- = 14005.447 \text{ kg} \cdot \text{m} = M_B^-$$

$$V_A = 13553.653 \text{ kg} = V_B$$

$$M_A^+ = 7002.727 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calculo del momento torsor de agotamiento, para recubrimientos a eje de barra longitudinal.-

$$h_e \geq \frac{A}{U} = \frac{0.45 \cdot 0.20}{2 \cdot (0.45 + 0.20)} = 0.069 = 6.9 \text{ cm}$$

$$h_e = 2 \cdot c = 2 \cdot 0.03 = 0.06 = 6 \text{ cm}$$

Área envuelta por el contorno medio de la sección eficaz:

$$A_e = 0.20 \cdot 0.45 - (0.20 - 2 \cdot 0.06) \cdot (0.45 - 2 \cdot 0.06) = 0.0636 \text{ m}^2 = 636 \text{ cm}^2$$

$$M_{Tu3} = 0.6 \cdot \frac{250}{1.5} \cdot 636 \cdot 6 = 381600 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_{u1} = 0.3 \cdot \frac{250}{1.5} \cdot 20 \cdot 42 = 42000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\beta = 2 \cdot \left(1 - \frac{h_e}{bw}\right) = 2 \cdot \left(1 - \frac{6}{20}\right) = 1.4$$

$$\left(\frac{M_{Td}}{M_{Tu3}}\right)^\beta + \left(\frac{V_d}{V_{u1}}\right)^\beta \leq 1 \rightarrow \left(\frac{285982}{381600}\right)^{1.4} + \left(\frac{18983.64}{42000}\right)^{1.4} \leq 1$$

$$0.997 \leq 1$$

**¡Cumple!**

Calculo de la armadura longitudinal de torsión:

$$M_{Td} = \frac{2 \cdot A_e}{u} \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}$$

$$A_{s1} = \frac{285982 \cdot 130}{2 \cdot 636 \cdot 3478.26} = 8.403 \text{ cm}^2$$

Se usaran 2Ø 12 mm para la armadura de piel el resto del área será para la armadura de tracción.

$$A_s \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 2 \cdot 1.131 = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 8.403 - 2.262 = 6.141 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura transversal de torsión:

$$M_{Td} = \frac{2 \cdot A_e}{u} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}$$

$$\frac{A_{s2}}{s} = \frac{285982}{2 \cdot 636 \cdot 3478.26} = 0.065 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calculo de la armadura longitudinal a flexión:

Armadura longitudinal positiva.-

$$M_d^+ = 7002.727 \text{ Kg.m}$$

Momento máximo (positivo)

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{700272.7}{20 \cdot 42^2 \cdot 166.667} = 0,119$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,119 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.1294

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1294 \cdot 20 \cdot 42 \cdot \frac{166,667}{3478,26} = 5.208 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima:

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0,0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 20 \cdot 45 = 2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de  $5.208 \text{ cm}^2 + 6.141 \text{ cm}^2 = 11.349 \text{ cm}^2$

Obtención del número de fierros para  $A_s$  positiva en la viga:

Se usaran  $2\emptyset 20 \text{ mm} + 2\emptyset 20 \text{ mm}$

$$A_s \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 2 \cdot 3.1416 = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 2 \cdot 3.1416 = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.566 \text{ cm}^2$$

$$12.566 \text{ cm}^2 > 11.349 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal negativa.-

$$M_d^- = 14005.447 \text{ Kg.m}$$

Momento máximo (negativo)

Momento reducido de cálculo:

$$\mu_d = \frac{M_d}{d_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1400544.7}{20 \cdot 42^2 \cdot 166.667} = 0,2382$$

$$\mu_{d \text{ lim}} = 0,335 \rightarrow \text{Para acero } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_d < \mu_{d \text{ lim}} \rightarrow 0,2382 < 0,335$$

Con el valor del momento reducido ( $\mu_d$ ) se va a la Tabla A-1.5 (Anexos), para encontrar la cuantía mecánica ( $w_s$ ) = 0.2918

$$A_s = w_s \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2918 \cdot 20 \cdot 42 \cdot \frac{166,667}{3478,26} = 11.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de la armadura mínima:

De la Tabla A-1.3 (Anexos), se obtiene la cuantía mecánica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) = 0.0033

$$A_{s \text{ min}} = w_{s \text{ min}} \cdot b_w \cdot h = 0.0033 \cdot 20 \cdot 45 = 2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de 11.75 cm<sup>2</sup>

Obtención del número de fierros para  $A_s$  positiva en la viga:

Se usaran 2Ø 20 mm + 2Ø 20mm

$$A_s \text{ Ø20mm} = 2 \cdot 3.1416 = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ Ø20mm} = 2 \cdot 3.1416 = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12.566 \text{ cm}^2$$

$$12.566 \text{ cm}^2 > 11.75 \text{ cm}^2$$

Calculo de la armadura transversal

$V_d = 13553.653 \text{ Kg}$  Cortante máximo en la viga

Agotamiento por tracción del alma.-

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

$$f_{vd} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0.5 \cdot \sqrt{166.667} = 6.455 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = 6.455 \cdot 20 \cdot 42 = 5422.2 \text{ kg}$$

$$V_d > V_{cu} \rightarrow 13553.653 > 5422.2$$

Agotamiento por compresión oblicua del alma.-

$$V_{ou} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{ou} = 0.30 \cdot 166.667 \cdot 20 \cdot 42 = 42000 \text{ kg}$$

$$V_{cu} < V_d < V_{ou} \rightarrow 5422.2 < 13553.653 < 42000$$

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 13553.653 - 5422.2 = 8131.53 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{V_{su} \cdot t}{0.90 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{8131.53 \cdot 100}{0.90 \cdot 42 \cdot 3478.261} = 6.1847 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.02 \cdot 20 \cdot 100 \cdot \frac{166.667}{3478.261} = 1.917 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta la armadura mayor de **6.1847** cm<sup>2</sup> que corresponde para las dos piernas del estribo

### Obtención del número de fierros para $A_s$ negativa en la viga

Se usaran  $\varnothing 8$  mm

$$\text{N}^\circ \text{ barras} = \frac{A_s}{A \varnothing 8 \text{ mm}} = \frac{6.1847}{0.503} = 12.295 \text{ barras}$$

Se usaran 13 $\varnothing 8$  mm c/8 cm

$$A_s \varnothing 8 \text{ mm} = 13 \cdot 0.503 = 6.539 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.539 \text{ cm}^2$$

$$6.539 \text{ cm}^2 > 6.1847 \text{ cm}^2$$

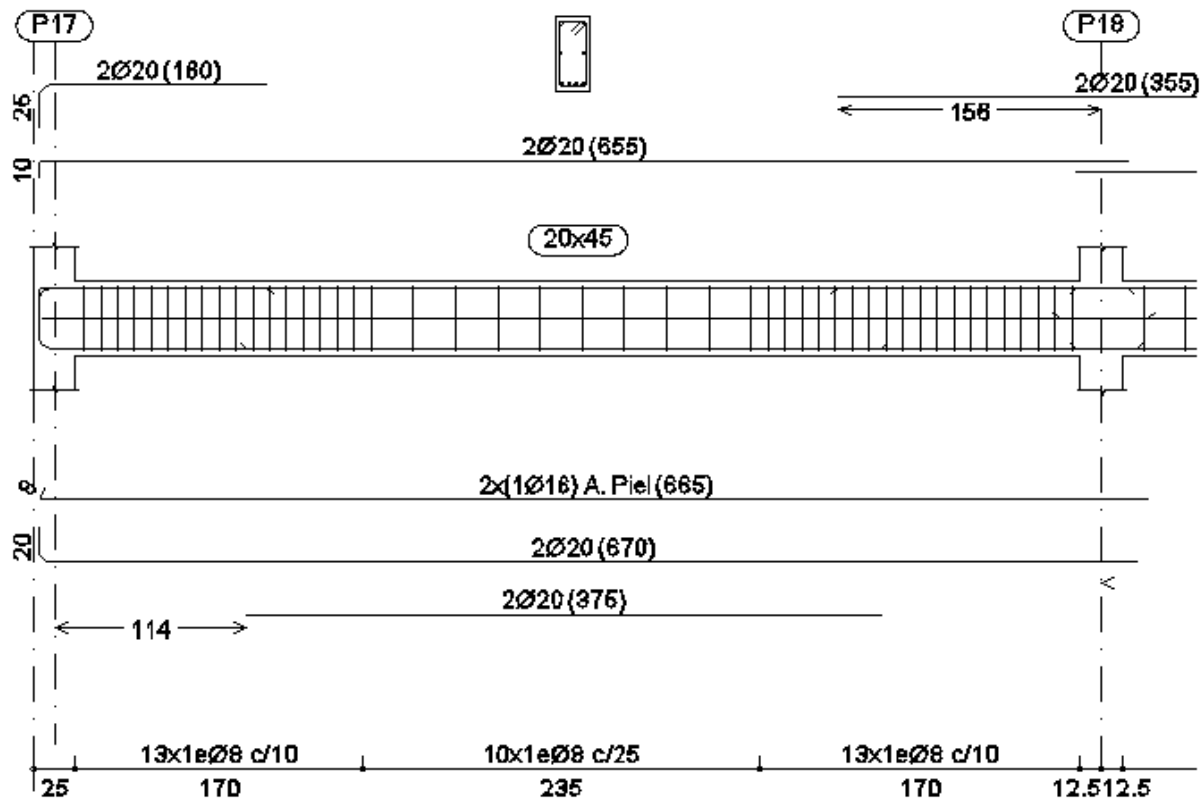


Figura 4.23. Representación gráfica de la viga con esfuerzos a torsión.

## **CONCLUSIONES.-**

Una vez finalizado el diseño estructural del presente proyecto se llegó a las siguientes conclusiones:

- Los resultados obtenidos del cálculo estructural fueron satisfactorios en su totalidad, se hizo un análisis de cada elemento más solicitado en la estructura, de estos se tomó las consideraciones correspondientes para determinar la mejor armadura dentro de lo aprendido en hormigón armado, hormigón pretensado y fundaciones.
- La verificación de la viga a flexión en los estados límites de servicio refleja que la sección tiene una seguridad del 59% de no fisurarse, y la deformación llega al 55 % de la deformación admisible del elemento. Su armado en el cálculo manual y computarizado no tuvo variación.
- Los resultados obtenidos de cálculo manual para la columna, son iguales a los que me arroja el programa, así mismo como de la zapata y la viga de arriostre.
- La verificación de la losa alivianada varía con el programa computarizado en la armadura de distribución ya que el programa no lo calcula
- El diseño fue realizado en dos etapas uno con la normativa EHE-08, ya que es una actualización de las normativas españolas, misma en la que se basó la normativa CBH-87, esto se hizo por la facilidad que presenta el programa CYPECAD en la corrección de sus errores y una verificación de los resultados en el mismo programa con la norma CBH-87.
- El dimensionamiento de la escalera auto-portante en comparación con la escalera convencional varían en sus armaduras longitudinales (superiores e inferiores) y las transversales un 20 %.
- El costo total del proyecto es de Bs. 6.492.507,91 (Seis Millones Cuatrocientos Noventa y Dos Mil Quinientos Siete con 91/100).
- El plazo de ejecución del proyecto es aproximadamente 87 semanas que da 609 días calendario.



## **RECOMENDACIONES.-**

- Para la optimización de los resultados obtenidos del programa del cálculo estructural es necesario realizar una interpretación de lo que te arroja el paquete y una modificación a esos resultados obtenidos ya que no es un medio pensante y diseñará de acuerdo a los parámetros establecidos en su elaboración, y de esta forma llegar a un dimensionamiento óptimo.
- Es necesario realizar una verificación manual de los elementos ya que presentan variaciones en su armado que pueden llegar a ser de gran importancia.
- Para la terraza se debe realizar una impermeabilización en toda su superficie, esto para evitar inconvenientes de filtraciones.
- Es necesario uniformizar las secciones de vigas, columnas y sobre todo zapatas procurando que no sean muy diferentes para facilitar la construcción.
- Para el diseño de escaleras de hormigón armado de uso normal se deberá tomar en cuenta: Un ancho mayor o igual mínimo de una escalera de uso normal que es de 90cm, se deberá de disponer de un pasamano, se recomienda que la huella esté comprendida entre 23-32cm y la contrahuella tenga una altura que se encuentre entre 13-20cm, la inclinación de la escalera debe estar comprendido entre 20° - 45°.

## **BIBLIOGRAFÍA.-**

1. CALAVERA, JOSÉ. “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón-tomo I”, España: INTEMAC 1999.
2. CALAVERA, JOSÉ. “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón-tomo II”, España: INTEMAC 1999
3. GUTIÉRREZ Juan y VERA René, “Revista de Presupuesto & Construcción”, N° 61, La Paz, 2015
4. JIMÉNEZ MONTOYA Pedro, “Hormigón armado”, Catorceava edición, Edición Gustavo Gili, SA, Barcelona, 2000
5. CBH-87. Norma Boliviana del Hormigón Armado 1987. Texto teórico y normativo especificado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo. España.
6. Instrucción de hormigón estructural, EHE-1998: Notación, Secretaria General Técnica del Ministerio De Fomento, Madrid 1998.

**ANEXOS.-**

**A-1 Tablas generales para el cálculo.**

**A-2 Estudio de suelos.**

**A-3 Cómputos métricos.**

**A-4 Presupuesto general.**

**A-5 Análisis de precios unitarios.**

**A-6 Cronograma de actividades.**

**A-7 Especificaciones técnicas.**

**A-8 Planos arquitectónicos-topográficos.**

**A-9 Planos estructurales.**

