

## **1. ANTECEDENTES.**

La localidad de Polla perteneciente a la provincia Cercado del Departamento de Tarija, presenta un aumento significativo en la población Estudiantil, incrementando asimismo las necesidades de contar con ambientes adecuados para la demanda escolar de la comunidad Polla.

### **1.1 EL PROBLEMA**

Existe el diseño arquitectónico, pero no se cuenta con el diseño de la estructura de sustentación. La falta de infraestructura adecuada para los estudiantes de la unidad educativa “Polla” es un problema significativo ya que no se cuenta con ambientes suficientes que puedan recibir a los estudiantes de la comunidad y alrededores.

El crecimiento de la población escolar ha generado en los últimos años que la oferta de infraestructura de muchas unidades educativas, entre ellas la Unidad Educativa Polla, quede reducida ante la demanda de alumnos que se incorporan año a año para inscribirse en diferentes niveles de curso por lo que se presenta la migración de estudiantes a otros colegios por la falta de infraestructura.

#### **1.1.1 Planteamiento**

No se cuenta con un diseño estructural para el colegio “Polla” de la comunidad de Polla. Encuestas estadísticas de población estudiantil comprendida entre los 6 a 15 años de edad realizadas en la comunidad de Polla por el I.N.E. nos muestran los siguientes valores:

	<b>TOTAL</b>	<b>ASISTE</b>	<b>NO ASISTE</b>
<b>ESTUDIANTES</b>	272	272	0

De los valores anteriores se puede observar que la población en edad estudiantil asiste a una unidad educativa por lo que se debe contar con establecimientos que puedan acoger este número de estudiantes pudiendo así también aumentar este número, proporcionando la mayor comodidad posible a la población estudiantil. De esta manera evitar la migración estudiantil a otros colegios del departamento u otras ciudades.

### **1.1.2 Formulación**

Con la construcción de la unidad educativa “Polla” se puede dar solución al problema, consecuentemente, la calidad de los servicios de educación en la zona mejoraran significativamente y la población estudiantil ya no tenga que migrar a otros colegios de la zona u otras ciudades.

Efectuando un análisis a las posibles alternativas de solución del problema para una mejor calidad en los servicios de educación, la alternativa más adecuada es el diseño estructural del colegio “Polla” con la formulación de planos arquitectónicos y planos de armaduras a detalle.

#### **Alternativa 2**

Cubierta: Losa alivianada de H°A°con plastoformo.

Entrepisos: Losa alivianada de H°A°con plastoformo.

Estructura de sustentación: Pórticos de H° A° conformado por vigas y columnas.

Fundaciones: Zapatas aisladas.

Se puede diseñar y construir de diferentes secciones y materiales cada elemento estructural, como se muestra en las alternativas, considerando la más viable en el capítulo 5.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 General**

- Diseñar la estructura de sustentación de la “UNIDAD EDUCATIVA POLLA” de la comunidad de Polla de la provincia Cercado, considerando como prioridad la necesidad de tener una infraestructura de acuerdo a las exigencias de la Reforma Educativa, de manera que permita desarrollar el proceso de enseñanza-aprendizaje conforme a condiciones pedagógicas y las políticas departamentales para el sector.

### **1.2.2 Específicos**

- Modelar la estructura mediante la utilización del programa CYPECAD para el diseño de los elementos estructurales y verificación manual siguiendo la normativa CBH-87.
- Realizar el estudio de suelos para poder determinar la resistencia admisible del terreno sobre el cual se va fundar la estructura.
- Realizar las especificaciones técnicas de la obra.
- cálculos métricos y rendimientos de mano de obra.
- Realizar los precios unitarios, cronograma de actividades.
- Realizar los planos estructurales.
- Estimar el costo económico aproximado del emplazamiento de la obra.

### **1.3 Justificación.**

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

#### **1.3.1 Académica.**

Profundizar los conocimientos adquiridos sobre el diseño de estructuras proyectadas para el sector educación aportando así una vez terminado el mismo, a futuros estudios o diseños en la universidad sobre temas relacionados.

Formar criterio a nivel de ingeniería civil en la mención de estructuras suficiente para posteriormente el estudiante poder desarrollarse profesionalmente en la sociedad.

#### **1.3.2 Técnica.**

Realizar una verificación de los resultados obtenidos en la aplicación del paquete estructural CYPECAD.

#### **1.3.3 Social –institucional.**

Contribuir con la comunidad de Polla y de igual manera con las comunidades aledañas que puedan contar con el diseño estructural de sustentación de la “NUEVA UNIDAD EDUCATIVA POLLA”.

De esta manera contribuir con una alternativa de solución a los problemas de obsolescencia de la unidad educativa actual y a la incomodidad de los estudiantes.

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

Cabe resaltar que en el proyecto no se realizará el diseño de las instalaciones de agua potable, alcantarillado y de electricidad. Se usaran estimaciones preliminares para realizar el presupuesto general de la obra.

Se obtendrán los siguientes alcances de proyecto:

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en la sud alcaldía de la provincia de cercado.
- Estudio de suelos.
- Diseño estructural de la infraestructura y superestructura:
  - Diseño de la cubierta
  - Diseño de vigas
  - Diseño de columnas
  - Diseño de la losa
  - Diseño de escaleras
  - Diseño de zapatas
- Elaboración de planos estructurales
- Plan de construcción, especificaciones constructivas, cómputos métricos, precios unitarios y presupuesto.

#### **1.5 Localización:**

La Unidad Educativa “POLLA” está ubicada en la comunidad de Polla provincia Cercado, referenciada por las siguientes coordenadas geográficas: 21°22’51.50” de latitud Sur y 64°27’42.37” de longitud Oeste, y una altitud promedio de 2384 m.s.n.m.



**Figura N° 1.1** Ubicación del Proyecto  
**Fuente:** Bajado de Internet

### 1.5.1 Información socioeconómica relativa al proyecto

DISTRITO	POBLACIÓN TOTAL	HOMBRES	MUJERES	NÚMERO VIVIENDAS	POBLACIÓN ESTUDIANTIL
<b>Distrito 21</b>	<b>515</b>	<b>250</b>	<b>265</b>	<b>195</b>	<b>112</b>
Polla	221	106	115	98	62
Morro Gacho	72	33	39	30	21
Junaca Norte	66	35	31	25	15
Jaramillo	156	76	80	42	14
<b>Distrito 22</b>	<b>272</b>	<b>127</b>	<b>145</b>	<b>123</b>	<b>71</b>
España Norte	98	44	54	36	31
España Sud	174	83	91	87	40

De acuerdo a las encuestas realizadas del CENSO 2012, el Distrito 21 (Polla) cuenta con una población de 221 habitantes.

La población beneficiada con la construcción del Proyecto es:

**Cuadro N°1.1** Poblaciones beneficiadas con el proyecto

**Fuente:** Elaboración Propia en Base a CNPV-2012 (INE)

### 1.5.2 Servicios básicos existentes

- **Agua.-** De manera general, permite apreciar que un 81% de las viviendas de Polla tienen acceso al agua por cañería, mientras que el 19% no cuenta con el sistema de distribución de agua por cañería.

Características	Total	
Se distribuye agua por cañería	53	67%
Lluvia o vertiente	23	29%
Fuera de la vivienda, dentro del terreno o lote	3	4%
<b>Total</b>	79	100%

**Cuadro N°2.1** Obtención y Distribución del Servicio de Agua en la Vivienda

**Fuente:** Elaboración propia en base a CNPV-2012 (INE)

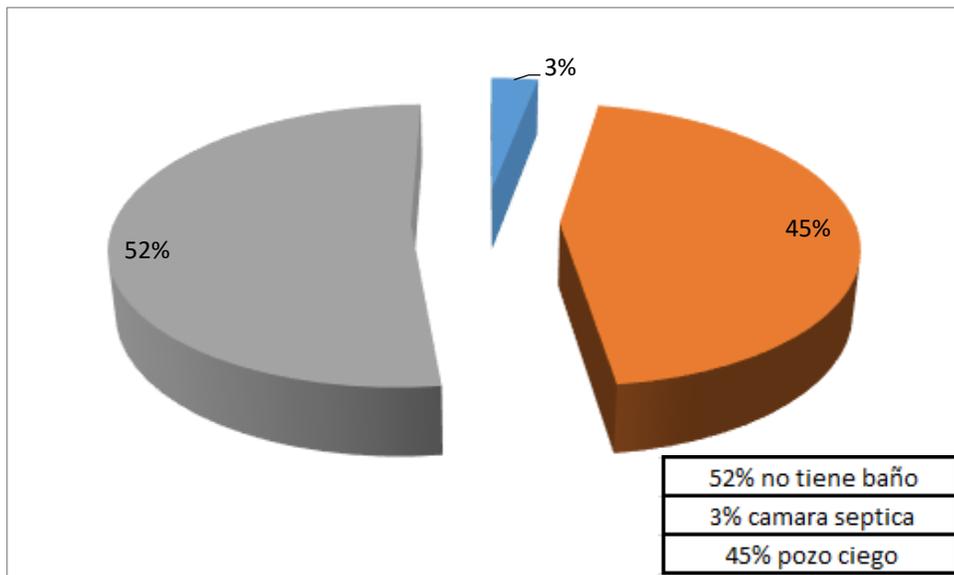
Si analizamos la información a nivel distrital y comunal, se pueden resaltar los siguientes aspectos:

El distrito 22, presenta cobertura del 76%. Cabe señalar, que el distrito 21 es que tienen un mayor acceso al servicio de agua por cañería, con mayor del 7%.

Si se desciende al ámbito comunal, se pueden efectuar las siguientes precisiones:

La comunidad de Polla presenta una cobertura mayor o igual al 56%.

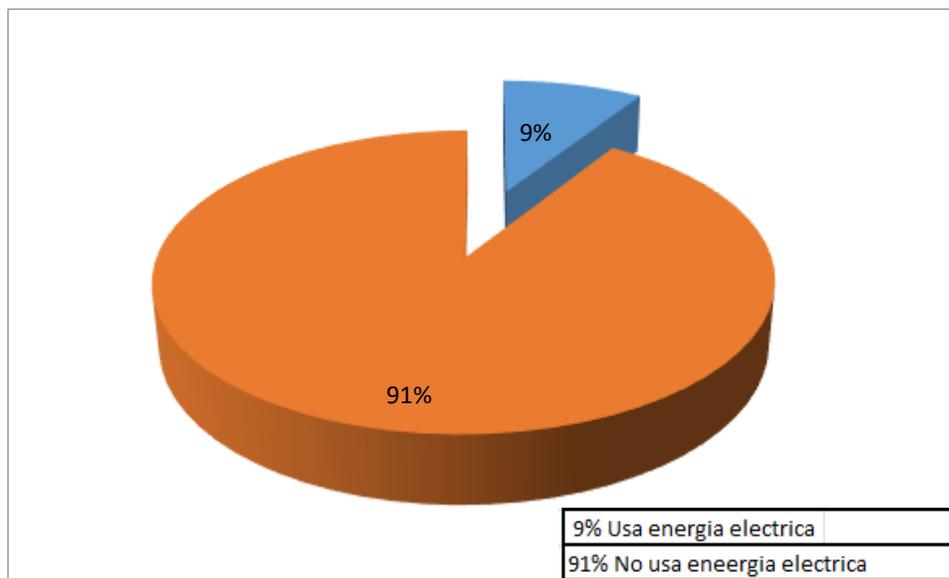
- **Saneamiento.-** Como se puede observar en la Figura 1, aproximadamente el 52% de la población no cuenta con servicio sanitario en su vivienda, el 3% cuenta con cámara séptica y el 45% con pozo ciego.



**Figura N°1.2** Servicio Sanitario en la Vivienda

**Fuente:** Elaboración Propia en Excel

- **Electricidad.-** La gran mayoría de la población de Polla, un 91%, no cuenta con el servicio de energía eléctrica en sus viviendas, mientras que el 9% si cuenta con el servicio de energía eléctrica pero producido por un generador.



**Figura N° 1.3** Uso de Energía Eléctrica

**Fuente:** Elaboración Propia en Excel

<b>Distrito</b>	<b>Total viviendas</b>	<b>Si usa Energía Eléctrica</b>	<b>Porcentaje</b>	<b>No usa Energía Eléctrica</b>	<b>Porcentaje</b>
21	79	7	9%	72	91%

**Cuadro N°3.1** Uso de Energía Eléctrica en las Viviendas, año 2012

**Fuente:** Elaboración propia en base a CNPV-2012

## 2. MARCO DE REFERENCIA:

En el desarrollo de la propuesta de proyecto se ha tomado en cuenta, la gestión del proyecto del estudiante obteniendo así información secundaria y el conocimiento adquirido previamente.

**Teórico.-** Para lograr el objetivo general de la propuesta se presenta a continuación un marco de referencia el cual nos brindará conocimientos para realizar los estudios de diseños que se contemplan en el proyecto.

### 2.1 Estudio Topográfico:

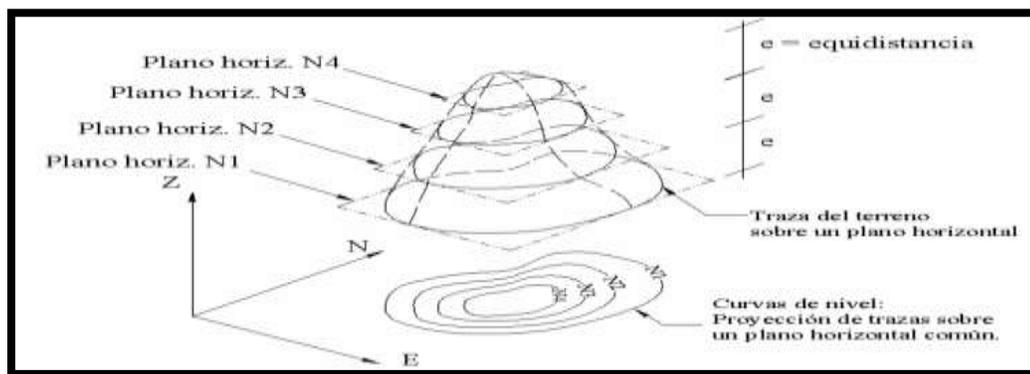
Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio. Se lo realiza con equipos topográficos como un Teodolito o una Estación total.

#### 2.1.2 Curvas de Nivel:

Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación del cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

El concepto de curvas de nivel se ilustra en la figura 2.1.



**Figura N° 2.1** Curvas de Nivel

**Fuente:** Representación del Concepto de Curva de Nivel

## **2.2 Estudio de suelos:**

Cuando se trata de edificaciones, con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que acepta el terreno y si es suficiente por la sobrecarga del edificio. Esto se lo realizara mediante un ensayo del suelo “in situ” utilizando el equipo de SPT (penetrometro dinámico estándar). Este ensayo permite averiguar la densidad relativa del suelo.

Una vez realizado el ensayo en campo se procede al ensayo en laboratorio:

- Sacar contenido de humedad de la muestra extraída, para calcular su condición saturada.
- Realizar ensayos de granulometría y límites de ATTERBERG, para determinar su clasificación de suelos según SUCS.
- Se realiza la metodología de cálculo

Se tiene que normalizar el número de golpes y eso se lo realiza mediante Bowles.

Una vez realizado la corrección, con el número de golpes y la clasificación del suelo, se puede entrar en los ábacos B.K. Hough, de acuerdo al tipo de suelo, se ubicara de inmediato los valores de capacidad de carga admisible.

### **2.2.1 Clasificación de suelos sistema SUC.**

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942 para usarse en la construcción de aeropuertos, emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la Oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros (Prueba D-2487 de la ASTM). El Sistema Unificado de clasificación se presenta en las tablas siguientes; clasifica los suelos en dos amplias categorías:

SISTEMA CLASIFICACION USCS							
GRUESOS (< 50% pasa 0.08 mm)							
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5mm.***	% pasa 0.08mm.	CU	CC	** IP	
Gravas	GW	< 50	< 5	< 4	1 a 3		
	GP			≤ 6	< 1 ó > 3		
	GM		> 12				< 0.73 (wl-20) ó < 4
	GC						> 0.73 (wl-20) ó > 7
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3		
	SP			≤ 6	< 1 ó > 3		
	SM		> 12				< 0.73 (wl-20) ó < 4
	SC						> 0.73 (wl-20) y > 7
*Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GW-GM,SW-SM,SP-SC.							
***respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm							
** Si IP ≅ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP>0.73 (wl-20),usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.							
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW-GC.							
$C_u = (D_{60})/(D_{10})$				$C_c = (D_{30}^2)/(D_{60} \cdot D_{10})$			

#### Cuadro N°4.2 Sistema de Clasificación SUC (Suelos Gruesos)

Fuente: Braja M. Das.

SISTEMA CLASIFICACION USCS			
FINOS (≥ 50% pasa 0.08 mm)			
Tipo de Suelo	Símbolo	Lim. Liq. wl	Índice de Plasticidad * IP
Limos inorgánicos	ML	<50	< 0.73 (wl-20) ó < 4

	MH	>50	< 0.73 (wl-20)
Arcillas Inorgánicas	CL	<50	> 0.73 (wl-20) y > 7
	CH	>50	> 0.73 (wl-20)
limos y arcillas orgánicos	OL	<50	**wl seco al horno ≤ 75% de wl seco al aire
	OH	>50	
turba	P <sub>t</sub>	Materia orgánica fibrosa se carboniza, se quema o se pone incandescente.	
Si IP ≅ 0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP>0.73 (wl-20),usar símbolo doble: CL-ML, CH-OH.			
** Si tiene olor orgánico debe determinar adicionalmente wl seco al horno			
En casos dudosos favorecer clasificación mas plástica Ej: CH-MH en vez de CL-ML.			
Si wl = 50; CL-CH ó ML-MH			

### Cuadro N°5.2 Sistema de clasificación SUC (suelos Finos)

**Fuente:** Braja M. Das.

- Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla N°200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G a S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
- Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

W: bien graduado

P: mal graduado

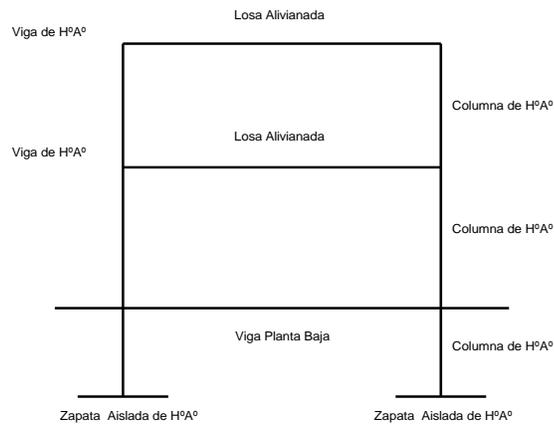
L: baja plasticidad (límite líquido < que 50).

H: alta plasticidad (límite líquido > que 50).

### 2.3 Diseño arquitectónico:

El diseño arquitectónico fue realizado mediante la elaboración de alternativas arquitectónicas de acuerdo a las características propias de la comunidad, en forma conjunta con el personal técnico de la sud alcaldía se determinó el más acorde y funcional, lograr áreas y espacios bien definidos con el cual se procedió al diseño final.

### 2.4 Idealización de las estructuras



**Figura 2.2** Idealización de la Estructura

**Fuente:** Elaboración Propia

#### 2.4.1 Sustentación de la cubierta

Cubierta, elemento constructivo delimitador del espacio, que generalmente se ubica en la parte superior de la construcción para protegerlo de las inclemencias atmosféricas, su principal función es evitar la entrada de agua al espacio habitable, pero también desempeña un papel importante en la protección térmica.

**Cubierta:** losa alivianada



**Figura N° 3.2** Cubierta

**Fuente:** Elaboración propia

Una losa de concreto armado, es la superficie plana horizontal de una construcción, preferentemente entrepiso y azoteas, se dice que es armada porque en su interior esta compuesta de concreto y una especie de “red” o malla llamada parrilla, compuesta de varillas amarradas entre sí por alambre recocado.

#### **2.4.2 Sustentación de la edificación**

La estructura de sustentación de la edificación está constituida por varios pórticos. Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada o rectangular, las vigas de arriostramiento (sobrecimientos y encadenado) de sección rectangular y losas macizas.

#### **2.4.3 Fundaciones**

Las fundaciones estarán compuestas de zapatas aisladas. Las cargas provenientes de la estructuras son moderadas por tratarse de una edificación de dos plantas, como así también se tiene un suelo de fundación regular, la fundación se encuentra a un nivel de 1.5 m, las zapatas aisladas son más económicas, puesto que los volúmenes de hormigón que requieren para materializar este tipo de fundación son reducidos.

En el caso de zapatas de base cuadrada, las armaduras se distribuirán uniformemente en las dos direcciones paralelas a los lados de la base.

## 2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se realizó el diseño estructural de la estructura de hormigón armado (estructura de sustentación de la edificación).

### Análisis de cargas

**Acciones en la edificación.-** Se denomina carga o acción a toda causa que pueda provocar y cambiar el estado de tensiones al que está sometido un elemento estructural. Clasificación de las acciones o cargas.

**Carga gravitatoria.** Es la producida por el peso de los elementos constructivos, de los objetos que pueden actuar por razón de uso, y de la nieve en las cubiertas. Son cargas siempre verticales. Pueden ser de los siguientes tipos:

**Con carga.** Es la carga cuya magnitud y posición es constante a lo largo del tiempo. Se descompone en:

**Peso propio.** Es la carga debida al elemento resistente. El peso propio de un elemento resistente, cuyas dimensiones van a determinarse en el cálculo, se estimará inicialmente, pudiendo para ello utilizarse tablas o fórmulas empíricas, o datos de estructuras construidas de características semejantes.

Con las dimensiones calculadas se determinará el peso propio real del elemento y se rectificarán, si es preciso, los cálculos basados en la estimación.

- **Carga permanente.** Es la carga debida a los pesos de todos los elementos constructivos, instalaciones fijas, etc., que soporta la estructura.

**Sobrecarga.** Es la carga cuya magnitud y/o posición puede ser variable a lo largo del tiempo. Pueden ser:

- **De uso.** Es la sobrecarga debida al peso de todos los objetos que puedan gravitar por el uso, incluso durante la ejecución.

Uso del elemento	Sobrecarga Kg/m <sup>2</sup>
<b>A. Azoteas</b>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<b>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</b>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3,5
<b>E. Edificios docentes</b>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3,5

**Cuadro N°6.2** Sobre Carga de Uso

**Fuente:** Hormigón armado de Jiménez Montoya (12ª edición)

**Carga del viento.** Es la producida por las presiones y succiones que el viento origina sobre las superficies en las que incide.

Es otra sobrecarga variable. Se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Sobre una edificación tiene dos acciones:

- **Presión:** Depende en mayor medida de la velocidad También va a depender de la altura de la construcción.
- **Dirección del viento:** se admite que el viento, en general, actúa horizontalmente y en cualquier dirección. Se considerará en cada caso la dirección o direcciones que produzcan las acciones más desfavorables.

Las estructuras se estudian ordinariamente bajo la actuación del viento en dirección a sus ejes principales y en ambos sentidos. En casos especiales, por ejemplo: estructuras 14 reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas, se estudia además su acción en las direcciones sesgadas que resulten desfavorables.

- **Presión dinámica del viento:** el viento de velocidad  $v$  (m/s) produce una presión dinámica  $w$  (kg/cm<sup>2</sup>) en los puntos donde su velocidad se anula, de valor:

$$w = \frac{v^2}{16}$$

$$P = C \cdot \frac{v^2}{16} \left( \frac{Kgf}{m^2} \right)$$

Donde:

C: Coeficiente eólico dado en tablas o por fórmulas

w : Presión dinámica del viento

v : Velocidad del viento

Altura de coronación del edificio sobre el terreno en m. cuando la situación topográfica es:		Velocidad del viento $v$		Presión dinámica $w$ kg/m <sup>2</sup>
Normal	Expuesta	m/s	km/h	
De 0 a 10	-	28	102	50
De 11 a 30	-	34	125	75
De 31 a 100	De 0 a 30	40	144	100
Mayor de 100	De 31 a 100	45	161	125
-	Mayor de 100	49	176	150

**Cuadro N°7.2** Presión Dinámica del Viento

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (12ªEdición)

Situación Ángulo de incidencia del viento $\alpha$	Coeficiente eólico en:					
	Superficies planas		Superficies curvas rugosas		Superficies curvas muy lisas	
	A barlovento $c_1$	A sotavento $c_2$	A barlovento $c_3$	A sotavento $c_4$	A barlovento $c_3$	A sotavento $c_4$
En remanso 90 - 0°	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4
En corriente 90°	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4
80°	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4
70°	+ 0,8	-0,4	+ 0,8	-0,4	+ 0,4	-0,4
60°	+ 0,8	-0,4	+ 0,4	-0,4	0	-0,4
50°	+ 0,6	-0,4	0	-0,4	-0,4	-0,4
40°	+ 0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4
30°	+ 0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-1,2	-0,4
20°	0	-0,4	-0,8	-0,4	-1,6	-2,0
10°	-0,2	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0
0°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-2,0	-2,0

**Cuadro N°8.2** Coeficiente eólico de sobrecarga local en una construcción cerrada

Valores intermedios pueden interpolarse linealmente.

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (12ª Edición)

## 2.5.1 Estructura de sustentación de cubierta

### 2.5.1.1 Norma de diseño

El proyecto comprende un análisis técnico aplicando el CBH-87 (Código Boliviano del Hormigón Armado-87), de aplicación obligatoria en todo el territorio del país.

### 2.5.1.2 Hipótesis de carga

Según el CBH-87 son las siguientes:

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

$$\text{HIPÓTESIS II} \quad 0.90(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0.90 * \gamma_{fw} * W$$

$$\text{HIPÓTESIS III:} \quad 0.80(\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Donde:

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

Q = valor característico de las cargas variables, de explotación, de 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 del viento, durante la acción sísmica. En general, se tomará  $W_{eq} = 0$ . En situación topográfica muy expuesta al viento se adoptará:  $W_{eq} = 0,25W$ .

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

$\gamma_{fg}$  = coeficiente de mayoración de carga muerta igual a 1,6 (de efecto desfavorable)

$\gamma_{fq}$  = coeficiente de mayoración de carga viva igual a 1,6 (de efecto desfavorable)

### **2.5.1.3 Parámetros de diseño**

Los materiales empleados para la fabricación de las piezas de hormigón armado son el hormigón y el acero de refuerzo, que se describen a continuación:

#### **2.5.1.4 Hormigón**

El Hormigón es un material semejante a la piedra, que se obtiene mediante la mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava u otro agregado y agua.

Una característica importante tanto del hormigón como del acero es que el coeficiente de expansión y contracción térmica de ambos varía en una cantidad pequeña ( $\alpha_H = 0,000011 \text{ m/m}^\circ\text{C}$  y para el acero  $\alpha_A = 0,000012 \text{ m/m}^\circ\text{C}$ ), esta ventaja es sumamente importante ya que permite a los dos materiales trabajar de una manera conjunta. Habitualmente el hormigón de una estructura es definido en el proyecto fijando tres de sus parámetros fundamentales:

- Tamaño máximo del árido.
- Consistencia.
- Resistencia a compresión.

##### **2.5.1.4.1 Propiedades mecánicas del Hormigón**

Entre las propiedades mecánicas, la resistencia a compresión del hormigón se refiere a la amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayos de ruptura por compresión, en número igual o superior a dos, realizados sobre probetas normalizadas, fabricadas a

partir de la amasada, conservadas y ensayadas. Al igual que la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a tracción es determinada a partir de ensayos con probetas.

▪ **Resistencia a compresión**

La resistencia característica del hormigón es el resultado de un control estadístico realizado con probetas de ensayo cuyo resultado sigue una curva de distribución de frecuencias (curva de Gauss), asociado a un valor de un 95% de probabilidad de ocurrencia.

Se adopta como resistencia característica del hormigón a compresión (fck), a la resistencia que alcanza el hormigón a los 28 días. Una manera de determinar la resistencia a compresión a j días, es mediante la siguiente tabla:

Coeficientes de conversión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del Hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento Portland común	0.40	0.65	1.00	1.20	1.35
Cemento portland de alta resistencia	0.55	0.75	1.00	1.15	1.20

**Cuadro N°9.2** Resistencia de la Compresión

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Coeficientes de conversión respecto a probetas del mismo tipo a diferentes edades

Edad del Hormigón (días)	3	7	28	90	360
Cemento portland común	0.40	0.70	1.00	1.05	1.10

**Cuadro 10.2** Resistencia a la tracción

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

▪ **Valor Mínimo de la resistencia**

La resistencia de proyecto, fck del hormigón, en ningún caso será inferior a 12,5 MPa. Por el hecho de que la resistencia a tracción no es significativa, para el cálculo se la desprecia, asumiendo que el hormigón no tiene resistencia a tracción.

**2.5.1.4.2 Módulos de deformación longitudinal**

Para cargas instantáneas o rápidamente variables, el módulo de deformación longitudinal inicial  $E_o$  del hormigón (pendiente de la tangente en el origen de la curva real  $\nabla - \varepsilon$ ), a la edad de  $j$  días, puede tomarse igual a:

$$E_o = 21000 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en kg/cm}^2$$

$$E_o = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

Donde:  $f_{cj}$  = resistencia característica a compresión del hormigón a  $j$  días de edad.

Como módulo instantáneo de deformación longitudinal, secante,  $E_s$  (pendiente de la secante), se adoptará:

$$E_s = 6640 \cdot \sqrt{f_{cj}} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

$$E_s = 0,90 \cdot E_o$$

Válido 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 secante de la deformación longitudinal del hormigón  $E_{cm}$ , se adoptará el dado por la siguiente expresión:

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

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \quad ; \quad \text{en MPa.}$$

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  $f_j(t_o)$ , correspondiente a una edad  $t_o$ , dada.

Cuando se trate de cargas duraderas o permanentes podrá tomarse como valor de  $E$  los dos tercios de los valores anteriores, en climas húmedos, y los dos quintos, en climas secos.

#### **2.5.1.4.3 Coeficiente de Poisson**

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

#### **2.5.1.4.4 Coeficiente de dilatación térmica**

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

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

### 2.5.1.5 Acero

El Acero refuerzo está conformado usualmente por barras circulares de acero con deformaciones superficiales apropiadas para proporcionar anclaje y adherencia necesaria. Una vez que las barras estén completamente rodeadas por la masa de hormigón endurecido, comienzan a formar parte integral del elemento. El resultado de la unión de estos dos materiales es el hormigón armado.

Las armaduras para hormigón son de acero y están constituidas generalmente por: barras lisas o barras corrugadas. Los diámetros nominales, en milímetros, de las barras lisas y corrugadas que se utilizan en el proyecto y construcción de obras de hormigón armado son:

Diámetro (mm)	4	6	8	10	12	16	20	25	32	40	50
Área (m <sup>2</sup> )	0.126	0.283	0.503	0.785	1.131	2.011	3.142	4.909	8.042	12.566	19.635

**Cuadro N°11.2** Diámetros y áreas de aceros (Barras lisas y corrugadas)

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Se considerará como límite elástico  $f_y$  del acero, al valor de la tensión que produce una deformación remanente del 0.2 %.

#### 2.5.1.5.1 Barras corrugadas:

Son las que presentan en el ensayo de adherencia por flexión, una tensión media de adherencia ( $\tau_{bm}$ ) y una tensión de rotura de adherencia ( $\tau_{bu}$ ) que cumplen las dos condiciones siguientes:

-Diámetros menores a 8 mm:

$$\tau_{bm} \geq 7 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} \geq 11.22 \text{ MPa.}$$

-Diámetro de 8 a 32 mm, ambos inclusive:  $\tau_{bm} \geq 8 - 0.12 * \phi \text{ MPa.}$

$$\tau_{bu} \geq 13 - 0.20 * \phi \text{ MPa}$$

Donde:  $\phi$  = Diámetro en mm.

Diámetros superiores a 32 mm:  $\tau_{bm} \geq 4 \text{ MPa}$

$$\tau_{bu} \geq 7 \text{ MPa.}$$

Los anteriores valores tienen aplicación para determinar la resistencia de cálculo para adherencia ( $t_{bd}$ ).

Las barras deben cumplir las características mecánicas mínimas del siguiente cuadro:

Designación (1)	Clase de acero	Limite Elástico $f_{yd}$ en MPa no menor que	Carga unitaria de rotura $f_s$ , en MPa no menor que (2)	Alargamiento de rotura en % sobre base de 5 diámetros, no menor que	Relación $f_s/f_y$ en ensayo no menor que (3)
AH 400 N	D.N.	400	520	16	1.29
AH 400 F	E.F.	400	440	12	1.10
AH 500 N	D.N.	500	600	14	1.20
AH 500 F	E.F.	500	550	10	1.10
AH 600 N	D.N.	600	700	12	1.16
AH 600 F	E.F.	600	660	8	1.10

(1) AH = Acero para hormigón (D.N. = Dureza natural, E.F. = Estirado en frío).

(2) Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

(3) Relación mínima, admisible, entre los valores de la carga unitaria de rotura y del límite elástico, obtenidos en cada ensayo.

**Cuadro N°12.2** Características mecánicas mínimas de las barras corrugadas

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

### **2.5.1.5.2 Resistencia característica**

La resistencia característica del acero  $f_{yk}$ , se define como el cuantil 5% del límite elástico en tracción (aparente  $f_y$ , o convencional al 0,2%,  $f_{0,2}$ ).

### **2.5.1.5.3 Resistencia de cálculo**

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

$$\text{Por: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Donde:  $f_{yk}$  = límite elástico del proyecto.

$\gamma_s$  = coeficiente de minoración del acero igual a 1,15

La anterior expresión es válida tanto para tracción como para compresión

### **2.5.1.5.4 Módulo de deformación longitudinal**

Para todas las armaduras nombradas en el cuadro N°11, como módulo de deformación longitudinal se tomará:

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

### **2.5.1.5.5 Coeficiente de dilatación térmica**

El coeficiente de dilatación térmica del acero se asumirá igual al del hormigón, es decir:

$$\alpha = 1,0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$$

### **2.5.1.5.6 Estados límites últimos**

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

- Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.
- Estado límite de 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.

- Estado límite de inestabilidad o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia, en general, a nivel de elementó estructural.)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- Estado límite de anclaje, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los siguientes:

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10
En el caso de piezas hormigonadas en vertical, la resistencia de proyecto del hormigón deberá además, minorarse en un 10 %			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 Mpa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

**Cuadro N°13.2** Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Por lo tanto los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

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

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

Coeficiente de mayoración de carga muerta ..... $\gamma_{fg} = 1,60$

Coeficiente de mayoración de carga viva ..... $\gamma_{fq} = 1,60$

COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL Y DAÑOS PREVISIBLES		CORRECCIÓN
	$\gamma_f = 1,6$	Nivel de control en la ejecución	
Normal			0
Intenso			- 0,10
Daños previsibles en caso		Mínimos y exclusivamente	- 0,10
		Medios	0
		Muy	+ 0,20

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

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

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

- Deberán comprobarse, con especial cuidado y rigor, las condiciones de figuración, cuando el producto  $\gamma_s \cdot \gamma_f$  resulte inferior a 1,65

**Cuadro N°14.2** Coeficientes de ponderación de las acciones

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

#### 2.5.1.5.7 Estados límites de servicio o de utilización

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

Las comprobaciones a realizar en ELS para el hormigón armado son tres:

- **Estado límite de fisuración:** controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.
- **Estado límite de deformación:** caracterizado por rebasarse una determinada cota de deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.
- **Estado límite de vibración:** caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Por razones estéticas los estados límites de servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación. 32

Los coeficientes de seguridad para el estado de límite de servicio tienen un valor de 1 en todos los casos.

▪ **Estado límite de fisuración**

Ya se sabe que en estructuras de hormigón armado suele ser inevitable la aparición de fisuras, que no suponen inconveniente para su normal utilización, siempre que se limite su abertura máxima a valores compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia. La clave de la verificación, entonces, es mantener la abertura de fisura por debajo de los valores máximos dados en función del tipo de ambiente.

Clase de exposición	W <sub>max</sub> (mm)	
	Hormigón Armado	Hormigón Pretensado
I	0.4	0.2
IIa,IIb,H	0.3	0.2 <sup>1</sup>
IIIa,IIIb,IV,F	0.2	Descompresión
IIIc,Qa,Qb,Qc	0.1	

<sup>1</sup>Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes.

**Cuadro N°15.2** Valores máximos de la abertura de fisuras W<sub>max</sub>

**Fuente:** Instrucción de hormigón estructural EHE-1998

**Fisuración por tensiones normales. Fisuración por tracción**

La comprobación general del estado límite de fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{max}$$

Donde:

$W_k$ : abertura característica de fisura.

$W_{max}$ : abertura máxima de fisura definida en el cuadro N°15

### **Método general de cálculo de la abertura de fisura**

La abertura característica de fisura se calculara mediante la siguiente expresión:

$$W_k = \beta \cdot S_m \cdot \epsilon_{sm}$$

Donde:

$\beta$ : coeficiente que relaciona la abertura media de fisura con el valor característico y vale 1,3 para fisuración producida por acciones indirectas solamente y 1,7 para el resto de los casos (en general, se adopta 1,7 y se está del lado de la seguridad).

$S_m$ : separación media de fisuras, expresada en mm.

$\epsilon_m$ : alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

Se define:

$$S_m = 2c + 0,2s + 0,4 \cdot K_1 \cdot \frac{\emptyset \cdot A_{c,eficas}}{A_s}$$

Donde:

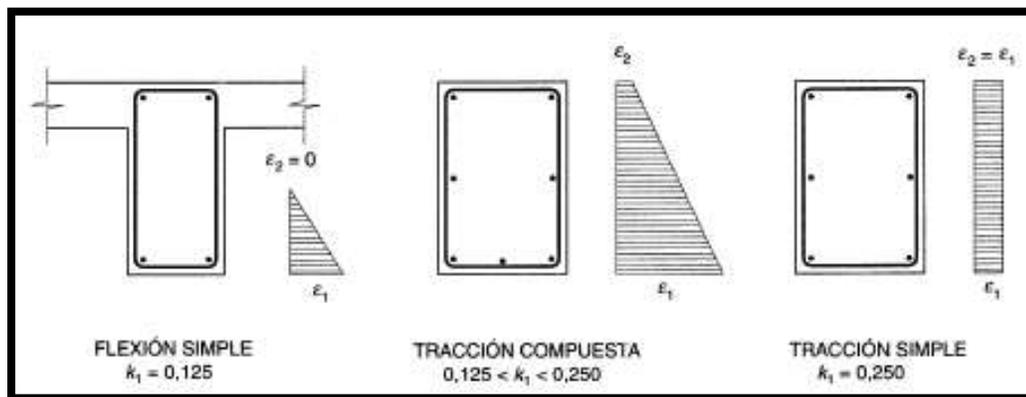
$c$ : recubrimiento del hormigón ( $r$ ).

$s$ : distancia entre barras longitudinales. Si  $s > 15\emptyset$  se toma  $s = 15\emptyset$ . En caso de vigas armadas con  $n$  barras, se tomara  $s = b/n$  siendo  $b$  el ancho de la viga.

$K_1$ : coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección, de valor:

$$K_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8 \cdot \epsilon_1}$$

Donde  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  son las deformaciones máxima y mínima calculadas en la sección fisurada, en los límites de la zona traccionada (figura N° 7.2)



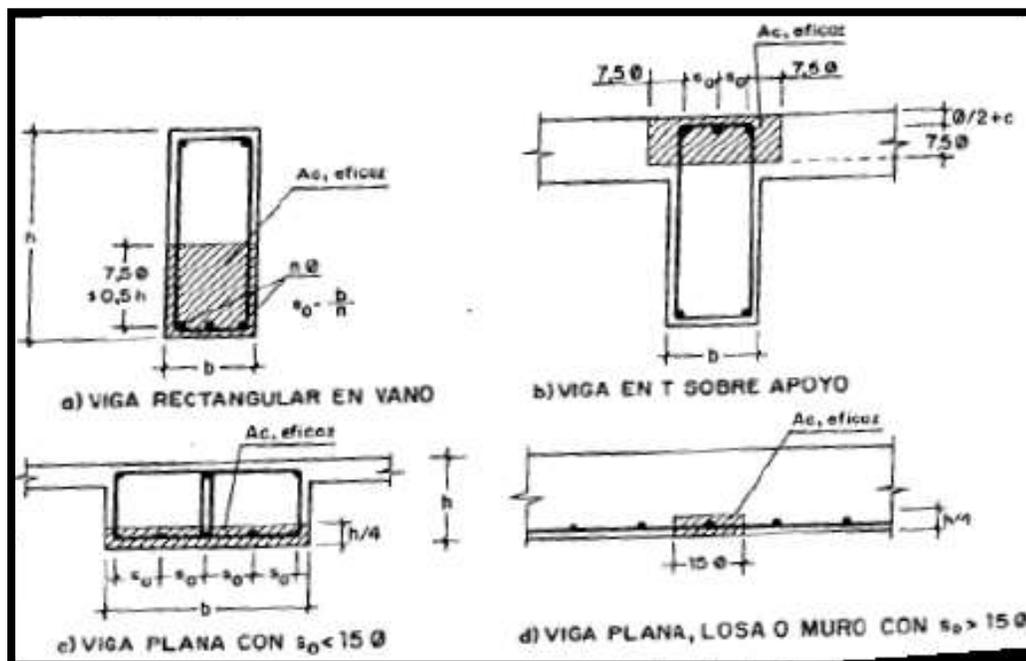
**Figura N° 4.2** Casos de Flexión Simple, tracción compuesta y tracción simple

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

$\varnothing$ : diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras.

$A_{c,eficaz}$ : Área de hormigón de la zona de recubrimiento, definida en la figura N°8, en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de las fisuras.

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



**Figura N° 5.2** Área eficaz de hormigón que influye en el ancho de fisura

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

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

Donde:

$\sigma_s$ : tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$K_2$ : coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

$\sigma_{sr}$ : tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra mas traccionada de hormigón alcanza el valor  $f_{ct,m}$ .

Las tensiones en las armaduras pueden evaluarse a partir de la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

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

Donde:

$M_k$ : Momento para el que se realiza la comprobación del Estado Límite de Fisuración.

El valor de cálculo en la sección que interesa verificar.

$M_{fis}$ : momento para el que la fibra mas traccionada de hormigón alcanza el valor de  $f_{ct,m}$  Puede hallarse como:

$$M_{fis} = f_{ct} * W_b$$

Con  $W_b$ , módulo de la sección bruta antes de la fisuración.

Para una sección rectangular tipo de  $h \times b$ , se hace:

$$M_{fis} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Tomándose un valor de 0,30 como media entre 0,21 (para resistencia característica inferior a tracción) y 0,39 (para resistencia característica superior a tracción).

### **Limitación de fisuración por esfuerzo cortante**

La instrucción española estima que la fisuración debida a esfuerzo cortante se controla adecuadamente si se cumplen las separaciones entre estribos indicadas en el cuadro N° 2.11

La separación debe ser menor que las que se indican:

$[(V_{rd} - 3 \cdot V_{cu}) / A_{\alpha} \cdot d] \cdot \alpha \cdot [N/mm^2]$	Separación entre estribos (mm)
<50	300
75	200
100	150
150	100
200	50

**Cuadro N°16.2** Separación entre estribos de vigas

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

### **Limitación de fisuración por esfuerzo torsión**

Puede suponerse que la fisuración debida a esfuerzo torsor se controla adecuadamente siempre que la separación entre armaduras transversales ( $s_t$ ) cumpla las siguientes limitaciones:

$$s_t \leq \frac{a}{2}$$

$$s_t \leq \frac{b}{2}$$

$$s_t \leq 200mm$$

Donde:

a:menor dimensión transversal de la pieza

b:mayor dimensión transversal de la pieza

- **Estado límite de Deformación**

El Estado Límite de Deformación se satisface si los movimientos (flechas o giros) en la estructura o elemento estructural son menores que los valores límites máximos.

Las normas dan valores de las flechas máximas relativas en función de la importancia del elemento que van desde L/250 hasta L/500.

### Cálculo de la flecha instantánea

$$f_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot I_e}$$

El módulo de elasticidad longitudinal

$$E_c = 44000 \cdot f_{cm}^{1/3}$$

$$f_{cm} = f_{ck,28} + 80$$

Momento de inercia equivalente

$$I_e = \left(\frac{M_t}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_t}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f \geq I_b$$

Donde:

Ie: inercia equivalente (o de Branson)

Ma: momento flector máximo aplicado a la sección hasta el instante en que se evalúa la flecha.

Mt: momento nominal de fisuración de la sección, que se calcula mediante la expresión.

$$M_t = f_{ct,fl} \cdot W_b$$

F<sub>ct,fl</sub>: resistencia a flexotracción del hormigón.

$$f_{ct} = 0,37 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Wb: módulo resistente de la sección bruta respecto a la fibra extrema en tracción.

Ib: momento de inercia de la sección bruta.

If: momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple.

Para hallar el momento de inercia de la sección totalmente fisurada es necesario conocer la posición de la línea neutra (x).

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

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

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

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

A partir de aquí, la inercia de la sección fisurada se llama como:

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

### Calculo de la flecha diferida

Las flechas diferidas, producidas por las cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencias y retracciones.

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

$\rho_2$  : Cuantía geométrica de la armadura de compresión

$\xi$  : coeficiente que depende de la duración de la carga y que toma los valores:

5 o más años	2.0
1 año	1.4
5 meses	1.2
3 meses	1.0
1 mes	0.7
2 semanas	0.5

**Cuadro N°17.2** Valores del coeficiente  $\xi$

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

La flecha total a plazo infinito máxima, se obtiene entonces, como una suma de la flecha instantánea mas la flecha diferida.

- **Estado límite de Vibraciones**

En general, para cumplir el Estado Límite de Vibraciones debe proyectarse la estructura para que las frecuencias naturales de vibración se aparten suficientemente de ciertos valores críticos.

A falta de datos más precisos u otros criterios que puedan sugerir otras normas específicas, en el cuadro N° 16 se recogen las exigencias que deben satisfacerse en estructuras susceptibles de experimentar vibraciones por movimientos rítmicos de las personas.

Estructura	Frecuencia (Hz)
Gimnasios o palacios de deporte	>8,0
Salas de fiestas o conciertos sin asientos fijos	>7,0
Salas de fiestas o conciertos con asientos fijos	>3,4

**Cuadro N°18.2** Valores de frecuencias críticas

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

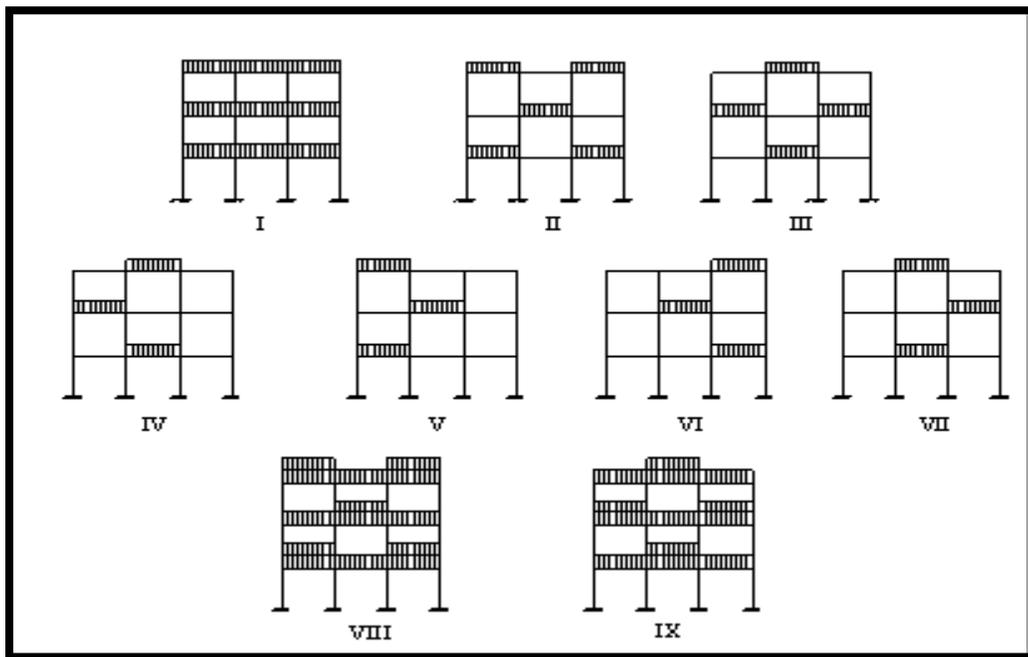
## 2.5.2 Elementos estructurales

### 2.5.2.1 Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos primordialmente a flexión, donde existen fibras comprimidas y fibras traccionadas.

Para determinar las máximas sollicitaciones en los elementos viga se carga la estructura de la siguiente manera:

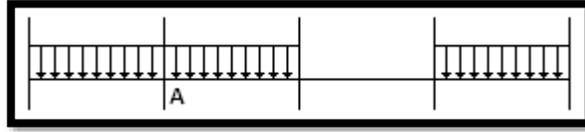
- (a) Para determinar los máximos momentos positivos en los tramos cargados:



**Figura N° 6.2** Actuación de la carga para obtener los máximos Momentos positivos en tramos cargados

**Fuente:** Elaboración propia

(b) Para la obtención de los máximos momentos negativos en los apoyos de las vigas principales se cargan dos luces adyacentes y otra no (ver figura a continuación)



**Figura N°7.2** Actuación de la carga para obtener el máximo momento negativo en el punto a

**Fuente:** Elaboración propia

### 2.5.2.2 Armadura longitudinal

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura en vigas son las siguientes:

Momento mayorado

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

Momento reducido de cálculo:

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

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

Con  $\mu_d$  se entra en el cuadro N°19.2 y se obtiene la cuantía mecánica  $w_s$

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto se encuentra la cuantía geométrica mínima referida a la sección total de hormigón del siguiente cuadro.

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL		CLASE DE ACERO	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0.006	0.005
Losas <sup>(1)</sup>		0.0018	0.0015
Vigas <sup>(2)</sup>		0.0033	0.0028
Muros <sup>(3)</sup>	Armadura horizontal	0.002	0.0016
	Armadura vertical	0.0012	0.0009

**Cuadro N°19.2** Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

(1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(2) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

(3) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, la cuantía geométrica horizontal mínima puede reducirse a la mitad.

Con la cuantía geométrica mínima encontramos la armadura mínima necesaria

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

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrado

$\xi$	$\mu$	$w$	$(w/f_{yd})*10^3$	
0.0890	0.0300	0.0310		D
0.1042	0.0400	0.0415		O
0.1181	0.0500	0.0522		M
0.1312	0.0600	0.0630		I
0.1438	0.0700	0.0739		N
0.1561	0.0800	0.0849		I
0.1667	0.0886	0.0945		O
0.1685	0.0900	0.0961		
0.1810	0.1000	0.1074		
0.1937	0.1100	0.1189		2
0.2066	0.1200	0.1306		
0.2197	0.1300	0.1425		
0.2330	0.1400	0.1546		
0.2466	0.1500	0.1669		
0.2590	0.1592	0.1785		
0.2608	0.1600	0.1795		D
0.2796	0.1700	0.1924		O
0.2987	0.1800	0.2055		M
0.3183	0.1900	0.2190		I
0.3382	0.2000	0.2327		N
0.3587	0.2100	0.2468		I
0.3797	0.2200	0.2613		O
0.4012	0.2300	0.2761		
0.4233	0.2400	0.2913		
0.4461	0.2500	0.3070		3
0.4500	0.2517	0.3097		
0.4696	0.2600	0.3231		
0.4938	0.2700	0.3398		
0.5189	0.2800	0.3571		
0.5450	0.2900	0.3750		
0.5722	0.3000	0.3937		
0.6005	0.3100	0.4132		
0.6168	0.3155	0.4244	0.0929	
0.6303	0.3200	0.4337	0.1006	D
0.6617	0.3300	0.4553	0.1212	O
0.6680	0.3319	0.4596	0.1258	M
0.6951	0.3400	0.4783	0.1483	I
0.7308	0.3500	0.5029	0.1857	N
0.7695	0.3600	0.5295	0.2404	I
0.7892	0.3648	0.5430	0.2765	O
0.8119	0.3700	0.5587	0.3282	
0.8596	0.3800	0.5915	0.4929	
0.9152	0.3900	0.6297	0.9242	4
0.9844	0.4000	0.6774	5.8238	

**Cuadro N°20.2** Tabla universal para flexión simple o compuesta Aceros de dureza natural

**Fuente:** Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

### 2.5.2.3 Armadura transversal

Según la norma las ecuaciones para el cálculo de la armadura transversal en vigas son las siguientes:

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} \rightarrow [\text{kg/cm}^2]$$

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

$$\text{Si: } V_d \leq V_{cu}$$

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

$$\text{Si: } V_d > V_{cu}$$

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

$V_d$  debe ser menor o igual que  $V_{ou}$ , y mayor que  $V_{cu}$ , caso contrario, se debe cambiar las dimensiones de la sección transversal.

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

El área de armadura encontrada es para todas las piernas que tiene el estribo, por lo tanto si se quiere encontrar el área para una pierna de sebe dividir el área encontrada entre el número de piernas.

### 2.5.2.4 Columnas

Las columnas son elementos estructurales de hormigón armado. Su función principal es absorber los esfuerzos de la estructura y transmitirlos a la cimentación. Su forma común es la cuadrada y la rectangular.

La armadura está constituida por barras longitudinales que son las que absorben los esfuerzos principales junto con el hormigón, y la armadura transversal que son los estribos, tienen la función de evitar la rotura por deslizamiento, evitando el pandeo de la armadura longitudinal y absorber los esfuerzos cortantes.

### 2.5.2.5 Columnas cortas y largas

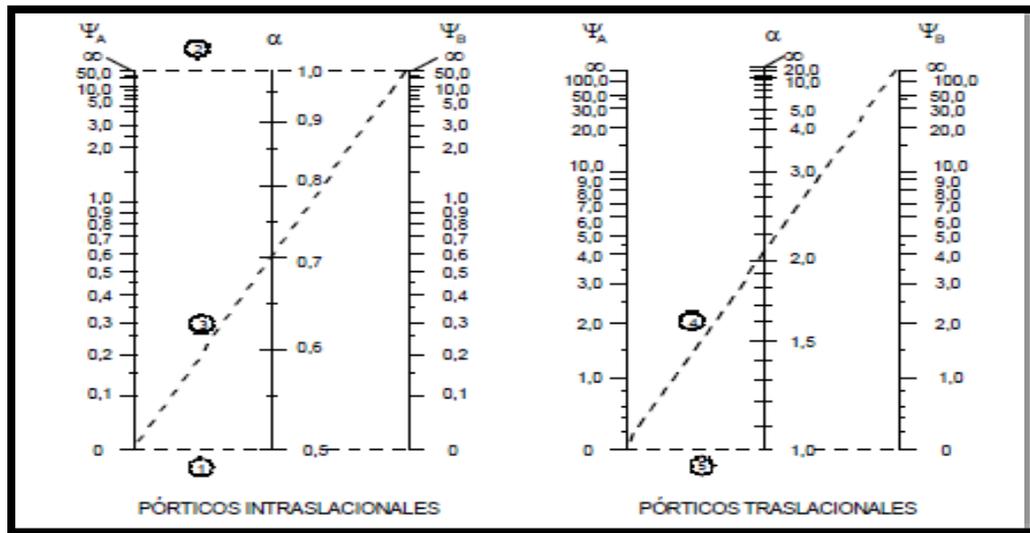
Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que origina que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas por su esbeltez pueden clasificarse en: Columnas cortas y columnas Largas

La esbeltez de un elemento se determina mediante la siguiente fórmula:

Cálculo de coeficientes adimensionales de pandeo  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$

$$\Psi_{Ax} = \Psi_{Ay} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}} \quad \Psi_{Bx} = \Psi_{By} = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{L_{col}}}{\sum \frac{E \cdot I}{L_{vigas}}}$$

Con estos valores de  $\Psi_A$  y  $\Psi_B$  se va al monograma figura N°11 y se obtiene el coeficiente K (para pórticos traslacionales).



**Figura N°8.2** Monogramas para determinar el factor K de longitud efectiva en columnas de pórticos

**Fuente:** Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87

Valores límites para la esbeltez:

- (1)  $\lambda < 35$  ( $\lambda_g < 10$ ) pieza considerada corta
- (2)  $35 \leq \lambda \leq 100$  ( $10 \leq \lambda_g \leq 29$ ) puede calcularse excentricidad adicional

Cálculo de la longitud de pandeo y esbeltez geométrica

$$l_o = K \cdot l$$

$$\lambda_g = \frac{l_o}{b}$$

Cálculo de la esbeltez de la columna

$$\lambda = \frac{l_o}{i} = \frac{k \cdot l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Donde:  $l_0$  = Es la longitud de pandeo

$k$  = Coeficiente de pandeo

▪ **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:

$$e \geq \begin{cases} \frac{h}{20} \text{ o } \frac{b}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Excentricidad de primer orden

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

Excentricidad por construcción

$$e_c = \frac{h}{20}$$

Excentricidad adicional debido al pandeo (segundo orden)

$$e_{ax} = \left(3 + \frac{f_{cd}}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{l_{ox}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$
$$e_{ay} = \left(3 + \frac{f_{yd}}{3500}\right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{l_{oy}^2}{b} \cdot 10^{-4}$$

Excentricidad final

$$e_{fx} = e_{ox} + e_c + e_{ax}$$
$$e_{fy} = e_{oy} + e_c + e_{ay}$$

▪ **Resistencia del hormigón**

A través de una serie de ensayos empíricos en laboratorio, se ha concluido que se puede determinar la resistencia del hormigón para las columnas usando un coeficiente de reducción, así tenemos que la resistencia de cálculo del hormigón para las columnas es:

$$f_{cd} = 0,90 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

▪ **Armadura longitudinal**

Mayoración de los momentos y la normal

$$N_d = N \cdot 1,6$$

$$M_{dx} = M_x \cdot 1,6$$

$$M_{dy} = M_y \cdot 1,6$$

Determinación del momento de diseño

$$M_{dx} = N_d \cdot e_{fx}$$

$$M_{dy} = N_d \cdot e_{fy}$$

Determinar la capacidad mecánica del hormigón

$$U_c = f_{cd} \cdot h_x \cdot h_y$$

Determinar los esfuerzos reducidos

$$\nu = \frac{N_d}{U_c}$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{U_c \cdot h_y}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{U_c \cdot h_x}$$

Con los valores de esfuerzo reducido y momentos reducidos se entra al ábaco en roseta de flexión esviada y se obtiene la cuantía mecánica ( $w$ ) figura N°9.2

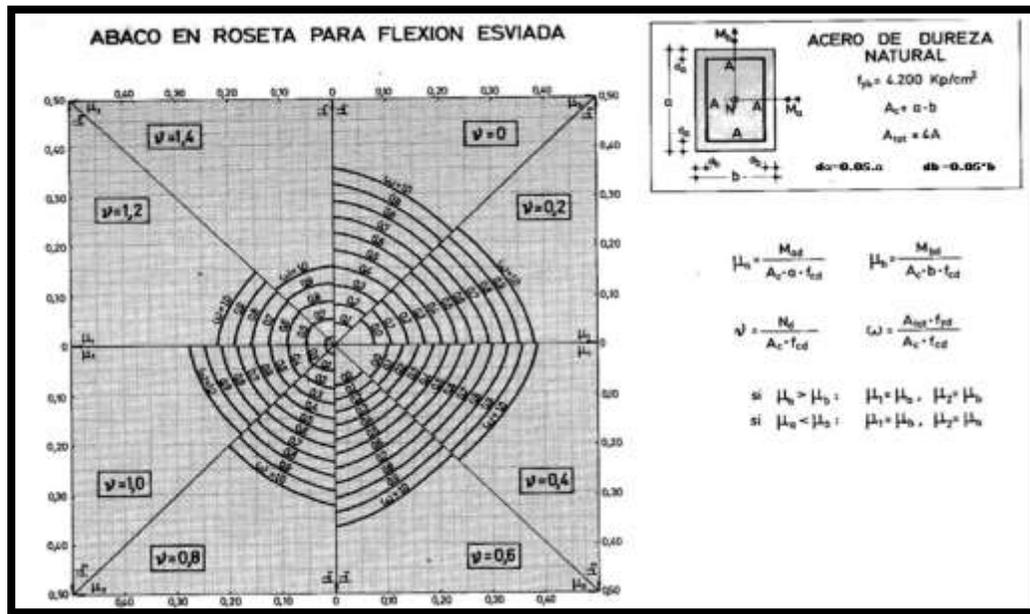


Figura N°9.2 Diagrama de Iteración adimensional

Fuente: Pedro Jiménez Montoya “Hormigón Armado” (14ª Edición)

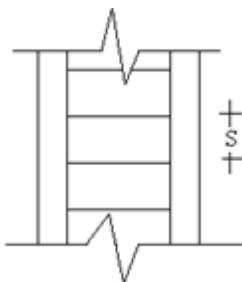
Determinar la capacidad mecánica de la armadura total

$$U_{Total} = w \cdot U_C$$

$$A_{Total} = \frac{U_{Total}}{f_{yd}}$$

▪ Armadura transversal

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



$$s \leq \begin{cases} b \text{ o } h \text{ (menor dimensión de la pieza)} \\ 15 \cdot \Phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \end{cases}$$

El diámetro del estribo será:

$$\phi_{\text{Estribo}} \geq \begin{cases} 1/4 \cdot \phi_{\text{de la armadura longitudinal}} \\ 6 \text{ mm} \end{cases} \text{ Para atender la necesidad del cálculo}$$

### 2.5.2.6 Losas macizas

Es que permite absorber mayores irregularidades en la planta estructural, ya que debido a su mayor hiperestaticidad las cargas consiguen encontrar caminos relativamente sencillos hasta los pilares. Por tanto, permite diseños en planta que el resto de tipologías no soportan adecuadamente.

La losa maciza descansa sobre vigas a las cuales les transmiten su carga y éstas a su vez a las columnas. Se supone que los apoyos de todos sus lados son relativamente rígidos, con flechas muy pequeñas comparadas con las de la losa. El refuerzo para estas losas se coloca en dos direcciones ortogonales para soportar los momentos desarrollados en cada una de ellas. Este tipo de losa es comúnmente usado en la construcción, por ser sencillo de construir y por ser fácilmente adaptable a diseños irregulares.

El diseño se realiza tanto por flexión como por corte, de manera similar al realizado para las losas aligeradas. Además, al igual que en el caso de las losas aligeradas sólo se consideran las cargas de gravedad.

Entre las desventajas de este tipo de losas es que son caras, más pesadas tienen un mayor espesor con referencia a las losas alivianadas.

Cargas actuantes en el forjado

- Peso propio de forjados
- Sobre pisos y acabados: Para determinar esta carga se tomara en cuenta el peso del piso y el peso del cielo raso
- Carga de muros: Se adopta el peso de los ladrillos, cemento, arena, carga de revoque
- Carga accidental: Es aquella que está dada por norma (sobre carga de uso)

Para determinar el área de armadura que requiere la losa de acuerdo a la norma se aplica las siguientes fórmulas:

$$M_d = 1,6 \cdot M$$

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

$b_w$  = Ancho de la pieza, analizamos para un metro de ancho

$\mu_{d \text{ lim}} = 0.319 \rightarrow$  Para losas de hormigón con un acero  $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Con el valor encontrado de  $\mu_d$ , se entra en la tabla universal de cálculo en el cuadro N° 2.16 y encontramos el valor de la cuantía mecánica  $w_s$ .

El área de armadura para la losa será:

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

Se debe calcular el área mínima que necesita la pieza, para esto, se encuentra la cuantía geométrica mínima ( $w_{s \text{ min}}$ ) del Cuadro N°20

Con la cuantía geométrica mínima se encuentra la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

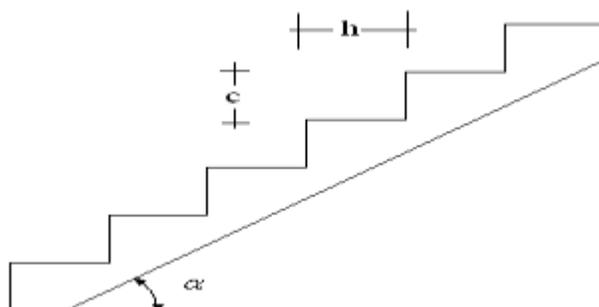
### 2.5.3 Estructuras complementarias

#### 2.5.3.1 Escalera.

Se citan criterios para su diseño:

Trazado de la Escalera: El trazado de una escalera, una vez elegido el tipo, ha de basarse en las dimensiones de la huella “h” y de la contrahuella “c” (figura). Por razones de seguridad para los usuarios todos los peldaños deben ser iguales y para evitar un cansancio excesivo.

Esquema de una escalera de H° A°



Estas leyes se han derivado no sólo de la experiencia práctica, sino también de medidas sobre el cansancio de personas subiendo escaleras son diferentes formas de peldaños. Una dimensión frecuente es  $h = 30$  cm y  $c = 18$  cm. (Dando un ángulo  $\alpha = 30^\circ$ ). La pendiente de los tiros de la escalera, dados por:  $\tan \alpha = c/h$ . Para el trazado definitivo, se debe tomar cuenta que no se permite que en un mismo tiro haya más de 16 peldaños. Una escalera se compone de las siguientes partes:

- Peldaño: Es cada una de las partes de un tramo de escalera en la que se apoya el pie al subir o bajar por ella. La parte horizontal se llama “huella” y la parte vertical se llama “contrahuella o tabica”.
- Tramo: Es una serie de peldaños continuados. Si la escalera es de varios tramos termina en una superficie horizontal llamada Meseta o Rellano. El final de la escalera se llama Desembarco.
- Caja de escalera: Es el espacio que ocupa la escalera dentro de un edificio. Cuando este espacio es ocupado por completo por el conjunto se llama Escalera Ciega; y cuando hay un espacio central, éste recibe el nombre de Ojo de Escalera.
- Arranque de escalera: Es la parte donde se apoya la escalera en su comienzo.
- El ancho o ámbito de una escalera es el espacio comprendido entre las caras exteriores de las zancas o la longitud del peldaño en un tramo recto. La anchura mínima que debe tener es de 60 cm., mientras que para el cruce de dos personas deberá tener como mínimo 80 cm., aunque en escaleras para viviendas el ancho mínimo que se utiliza es de 1 metro.
- Cuando el rellano o meseta coincida con los suelos de los pisos, ni las puertas del ascensor ni la entrada a las viviendas deben interrumpir la circulación por las escaleras.
- La Altura de Paso o Escapada es: la distancia libre en vertical entre el suelo del primer peldaño y el techo que tiene encima; siendo la distancia normal la comprendida entre 2 y 2,40 m.; sólo en casos de excepción y en escaleras de poca importancia se puede reducir la medida hasta 1,80 m.

- El Ancho o Huella de un peldaño, suele oscilar entre los 25 y 30 cm. para que pueda apoyarse el pie por completo. La altura de la contrahuella o tabica está comprendida entre los 11 y 22 cm., siendo las cómodas las que tienen entre 11 y 18 cm.
- La huella, al encontrarse con la contrahuella, casi siempre queda ligeramente prolongada entre 2 y 4 cm; a este saliente se lo denomina Bordón y sirve para disminuir el desarrollo de la escalera; a la vez que consigue una anchura mayor de huella, no teniéndose en cuenta este saliente para el avance de la escalera.
- Las barandillas: son elementos de protección y seguridad; así como una ayuda para que sea más fácil el ascenso o descenso por la escalera.

Para el diseño de la escalera se tomara en cuenta la Norma ACI 318-05 para generar el cálculo, debido a que la norma boliviana no es clara en cuanto al criterio de diseño de escaleras.

### **Dimensionamiento:**

Cálculo del espesor de la escalera (t)

$$t = \frac{Ln}{20}; t = \frac{Ln}{25}$$

Ángulo de inclinación de la huella

$$\cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

Altura inicial

$$h = \frac{t}{\cos \alpha}$$

Altura media:

$$h_m = h + \frac{CP}{2}$$

Cargas que actúan sobre la escalera:

$$W_{u1} = W_D + W_L$$

Momento de diseño:

$$M_{U \text{ diseño}} = 1.6 \cdot M_{max}$$

Canto útil (d)  $d = t - r$

Donde: recubrimiento (r)

espesor (t)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} \qquad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$$

Momento reducido de cálculo:

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

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

Cálculo de la cantidad de armadura

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

Armadura mínima:

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

### 2.5.3.2 Fundaciones

Es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacente.

Las fundaciones están compuestas de zapatas aisladas

#### Dimensionamiento

El cálculo de las zapatas aisladas se realiza de la siguiente manera:

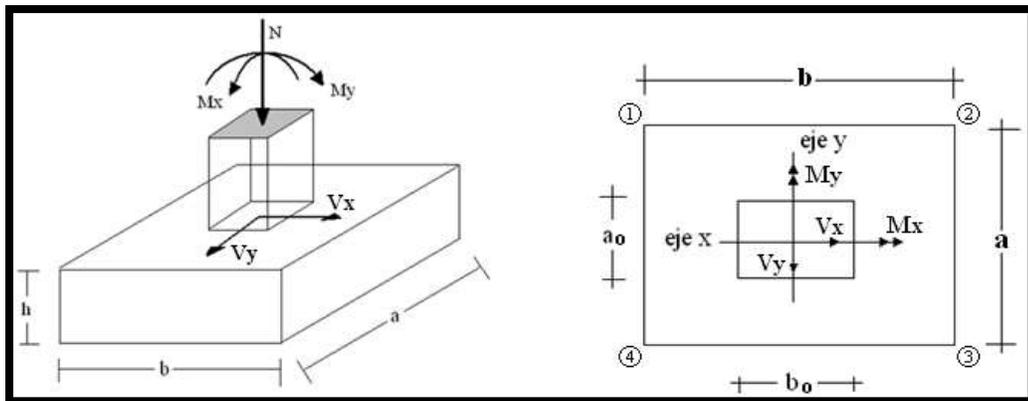


Figura N°10.2 Cargas actuantes en una Zapata aislada

**Fuente:** Hormigón Armado Jiménez Montoya

Los datos necesarios son:

**M<sub>x</sub>** = Momento en el eje x

**M<sub>y</sub>** = Momento en el eje y

**V<sub>x</sub>** = Cortante en el eje x

**V<sub>y</sub>** = Cortante en el eje y

**N** = Carga vertical que llega a la zapata.

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

$$pp_{zapata} = 1.05 * N$$

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

$$A_{nec} = \frac{N}{\sigma_{adm}}$$

Se escoge un área mayor a la necesaria, y determinamos las dimensiones tentativas de *a* y *b*, estos deben ser valores constructivos.

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

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{6 * M_a}{a^2 * b} \pm \frac{6 * M_b}{a * b^2}$$

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

Para estimar la altura de la zapata, se usa la siguiente fórmula:

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

Donde:

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

$$f_{vd} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}}$$

$$\gamma_f = 1.6$$

El  $\sigma_{real}$  puede ser el  $\sigma_{max}$  ó el  $\sigma_{adm}$

Asumimos recubrimiento de la zapata de  $r = 5$  cm.

Por lo tanto la altura de la zapata será igual a  $h = d + 5$  cm.

La altura mínima que deberá tener una zapata es de 20 cm.

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

$$P \cdot P_{zapata} = \gamma_H \cdot volumen$$

La carga vertical N total será la sumatoria de la carga N más el peso propio de la zapata. Cada fuerza cortante actuante en la zapata, generan un momento flector, y éste sumado con el momento flexor inicial, producen un nuevo momento. Dichos momentos serán:

$$M_{ox} = M_x \pm V_x \cdot h$$

$$M_{oy} = M_y \pm V_y \cdot h$$

Una vez encontrados los esfuerzos en los extremos de la zapata, se realizan las verificaciones de estabilidad.

#### Verificación al vuelco

$$\gamma_{va} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot a/2}{M_a + V_a \cdot h} \geq 1,5$$

$$\gamma_{vb} = \frac{(N + P \cdot P_{zapata}) \cdot b/2}{M_b + V_b \cdot h} \geq 1,5$$

#### Verificación al deslizamiento

Para suelo sin cohesión:

$$\gamma_s = \frac{(N + P \cdot P_{zap}) \cdot \tan \varphi_d}{V} \geq 1,5 \quad ; \quad \varphi_d = \frac{2}{3} \cdot \varphi$$

$\varphi$  = ángulo de rozamiento interno

#### Verificación a la adherencia

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

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \pi \cdot \phi} \leq f_{bd}$$

$$f_{bd} = k \sqrt[3]{f_{cd}^2}$$

$V_d$  = Esfuerzo cortante en la misma sección donde se ha calculado la armadura

$d$  = Altura útil de la zapata

$n$  = Numero de barras de acero que ha diseñado la zapata

$\emptyset$  = Diámetro de la barra que estoy usando

$K$  = Es un coeficiente empírico que considera la rigidez de la zapata para zapatas flexibles

$K = 2$  y para zapatas rígidas  $K = 0.95$

### **Cálculo de la armadura**

Para calcular la armadura de la zapata, debemos encontrar el momento de diseño. Para esto calculamos las tensiones de la zapata sin tomar en cuenta el peso propio de la misma.

Luego encontramos el momento ( $M_e$ ) a una distancia de 15 cm de la cara de la columna del bloque más comprimido.

El momento mayorado será:

$$M_{ed} = 1,6 \cdot M_e$$

$$\mu_d = \frac{M_{de}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$w = \mu_d \cdot (1 - \mu_d)$$

El área de armadura será:

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

Del Cuadro N° 2.15, escogemos la cuantía mínima  $W_{s \min}$  y con ésta determinamos la armadura mínima necesaria en la pieza.

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

El área de armadura final será el mayor de los dos valores encontrados.

### **3. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.1 Análisis de estudios de suelos**

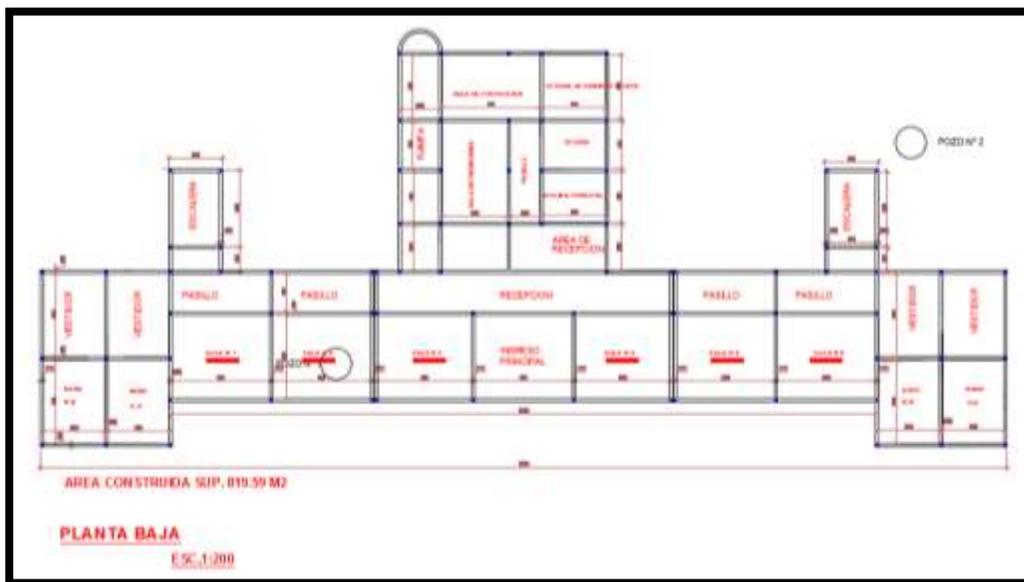
Se realizó la práctica de S.P.T (Standard Penetration Test) o prueba de penetración estándar en la comunidad de Polla del departamento de Tarija donde es el lugar de emplazamiento de la obra.

La muestra de suelo se tomó del fondo de la excavación donde se realizó el ensayo para el posterior análisis de laboratorio. La clasificación de suelos se realizó por medio de S.U.C.S y A.A.S.H.T.O. a través de granulometría y límites de Atterberg.

La granulometría se realizó mediante el método del lavado ya que al ser un suelo arenoso con considerable cantidad de finos, eso arrojó un porcentaje retenido en el tamiz N°. 200 muy elevado (mayor al 50 % de material de la muestra).

Para suelos cohesivos se debe realizar el ensayo de límites de Atterberg ya que es de suma importancia para clasificar el suelo de fundación que en esta ocasión se define como un suelo A-4(8) en la clasificación A.A.S.H.T.O y S.C. en la clasificación





**Figura N°12.3** Ubicación de pozos

**Fuente:** Elaboración propia

El estudio de suelos fue realizado por el proponente. Ver anexo 1 del presente documento.

### 3.2 Análisis de estudio topográfico

El levantamiento Topográfico del lugar de emplazamiento de la obra, fue Realizada por el proponente, a través de los cuales se generó los planos topográficos de curvas de nivel, emplazamiento y perfiles de terreno de la zona. Ver anexo 2. Las coordenadas geográficas de emplazamiento son 21°22'51.50" " de latitud Sur y 64°27'42.37" de longitud Oeste, y una altura de 2384 m.s.n.m.



- Según la norma Boliviana uno puede escoger el nivel de control y daños previsibles, se tomó un control normal que es lo más común en nuestro medio y los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales y mayoración de cargas son los que se indican a continuación:

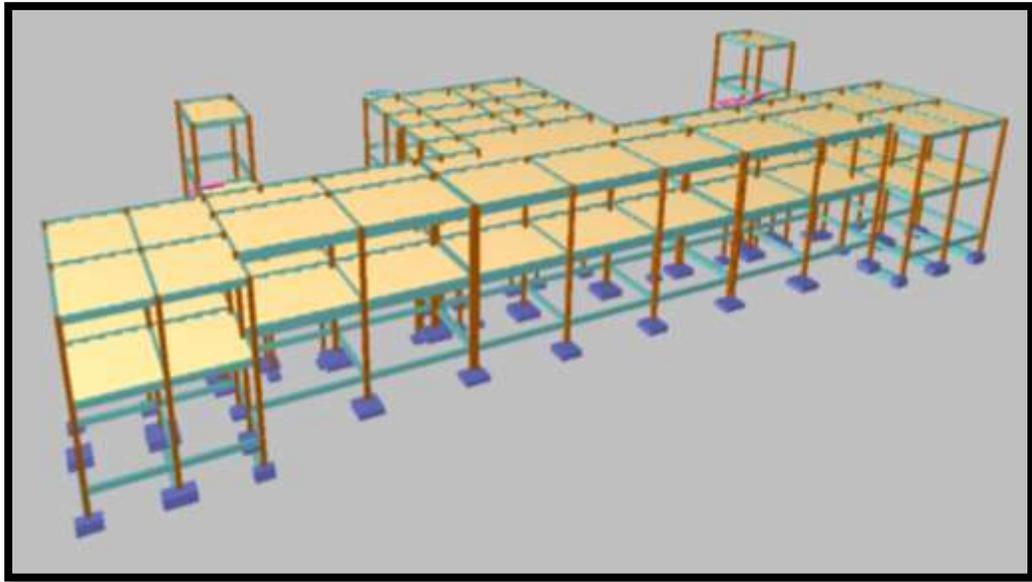
$$\gamma_c = 1,50 \text{ coef. de minoracion para el hormigon}$$

$$\gamma_c = 1,15 \text{ coef. de minoracion para el acero}$$

$$\gamma_c = 1,60 \text{ coef. de mayoracion de cargas}$$

Los coeficientes que se muestran son que se utilizaron para calcular todos los elementos estructurales del proyecto (vigas, columnas, la escalera, fundaciones, etc.).

- La capacidad portante del suelo se tomó el siguiente valor:  $\sigma_{adm} = 2,30 \frac{kg}{cm^2}$



**Figura N°14.3** Planteamiento estructural de la edificación

**Fuente:** Elaboración propia

El planteamiento estructural se muestra en mayor detalle en el anexo 8.

### 3.3.1 Estructura de la cubierta

La estructura de la cubierta será de losa alivianada con viguetas pretensadas.

### 3.3.2 Estructura de la edificación

- Cálculo de vigas

#### Armadura transversal

El cálculo de las vigas a cortante que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD. Introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente.

En esta etapa se realizara el cálculo de la viga más armada o más crítica viga 74 entre columnas P-25 y P-24. Calcula paso a paso de acuerdo al marco teórico y recomendaciones de la norma la armadura requerida a cortante como así también verifica la armadura mínima de esta sección. Ver anexo 10.

### **Armadura longitudinal**

El cálculo de las vigas a flexión que componen las estructuras del proyecto, se calcularon por el programa computacional CYPECAD. Introduciendo los datos generales que se indicaron anteriormente.

En esta etapa se realizara el cálculo de la viga más armada o más crítica viga 74 entre columnas P-25 y P-24 para la verificación de armaduras obtenidas la planilla de verificación que se muestra a continuación y calcula paso a paso de acuerdo al marco teórico y recomendaciones de la norma la armadura requerida a flexión como así también verifica la armadura mínima de esta sección.

#### ➤ Cálculo de losas

La estructura de sustentación de los entresijos estará constituida por viguetas pretensadas prefabricadas y complemento de poliestireno expandido.

Para la determinación de los parámetros que caracterizan a la losa como ser el tipo de viguetas la altura del complemento, se realizó las comparaciones de los materiales prefabricados de varias empresas proveedoras en nuestra capital, basándonos en la calidad del material el costo y la garantía que presentan se optó por emplear en el diseño viguetas y complementos prefabricados de la marca SOBOPRET.

#### ➤ Cálculo de columnas

### **Armadura longitudinal**

Este cálculo se desarrolló de acuerdo a lo que se indica en el capítulo 2, a continuación se muestran el cálculo de la columna P-25 con la que se verifica los resultados obtenidos por el programa CYPECAD.

Para una mayor compresión ver los planos estructurales de columnas en el anexo A.9. Cuadro de columnas, donde se detalla la distribución de acero para cada una de las columnas.

### **Armadura transversal**

Se realizó la verificación a cortante de la columna P-24 donde se indica la armadura transversal y proceso de cálculo es como se indica en el capítulo.

Para poder definir el diámetro de la armadura transversal se tomó lo que recomienda la norma Boliviana de hormigón armado y Jiménez Montoya que nos dice:

$$\phi \leq \frac{1}{4} \phi_{long.max}$$

En nuestra estructura el diámetro de la armadura longitudinal más gruesa es de 12mm.

La norma recomienda tomar como diámetro mínimo para los estribos de 6mm.

Los valores obtenidos con la planilla de cálculo verifica el armado de la columna mediante el programa CYPECAD. Se tiene en el anexo A.10. Cuadro de columnas el detalle de armado de cada columna.

### **3.3.3 Fundaciones y Escaleras**

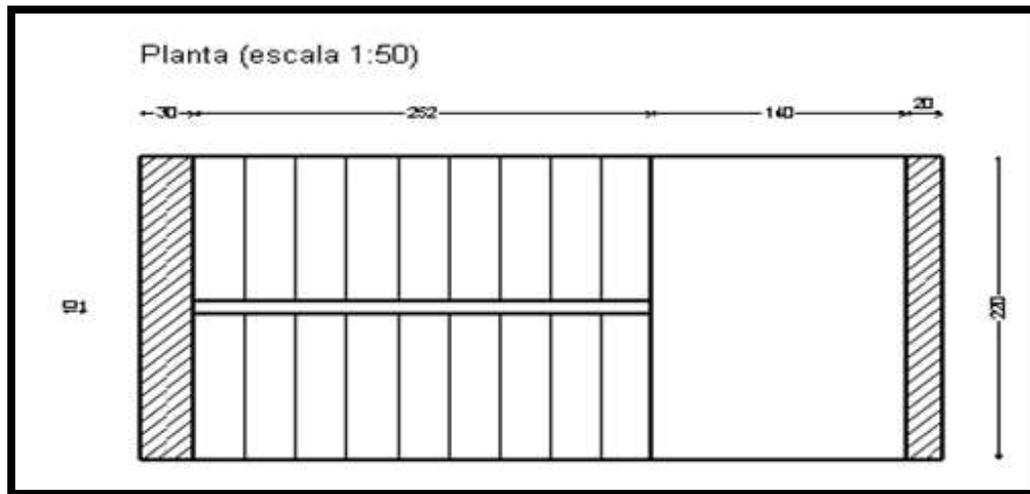
- Cálculo de fundaciones

#### **Zapata medianera. Centrada y combinada.**

El proceso de cálculo con el cual se calculó la fundación de la columna P-24 de verifico dimensiones de la zapata como así también el armado en ambas direcciones. Los detalles de zapatas se muestran en el anexo 10.

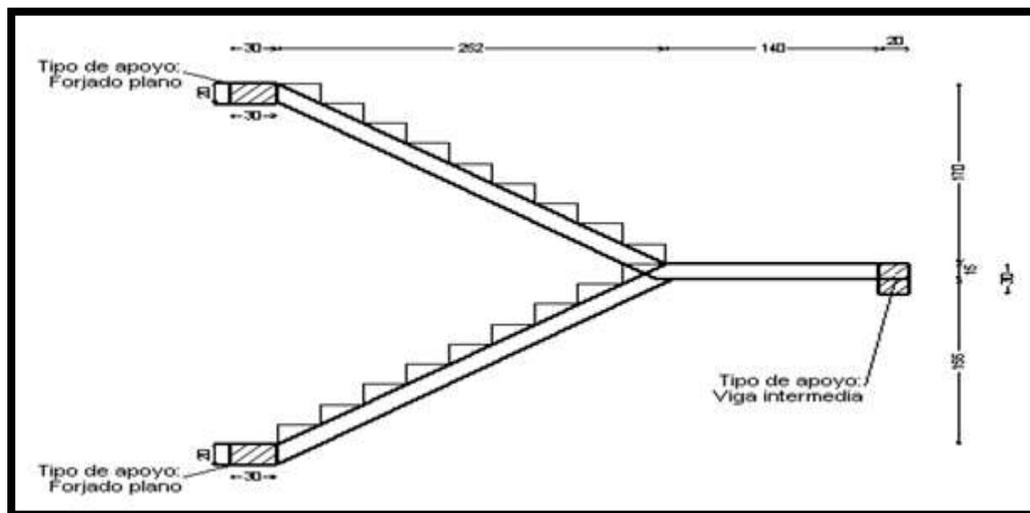
- Diseño de escaleras

#### **Geometría**



**Figura N°15.3** Escalera vista en planta

Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)



**Figura N°16.3** Escalera vista en perfil

Fuente: [www.google.com](http://www.google.com)

Para detalles de escaleras, ver anexo 9.

### Cargas

Sobre carga de uso =  $500 \text{ kg/m}^2$

### Resultado del cálculo y armaduras

De acuerdo al resultado de momentos resultantes máximo no requiere armadura de refuerzo por que se deberá disponer la armadura mínima.

Para más detalle del armado de cada uno de los tramos de cada escalera revisar el anexo A.9. Planos estructurales/Plano de escaleras.

### **3.4 Análisis, cálculo y diseño estructural**

#### **3.4.1 Estructura de sustentación de la cubierta**

La cubierta es de losa alivianada con viguetas pretensadas y complemento de poliestireno de 50 cm de ancho , con un canto de 20 cm y 1 m de ancho longitudinal, las viguetas pretensadas serán prefabricadas con una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup> para todas las losas de la estructura de sustentación.

#### **3.4.2 Estructura de sustentación de la edificación**

- Calculo de vigas

#### **Armadura longitudinal**

#### **MEMORIA DE CÁLCULO VIGA H°A° SOMETIDA A FLEXIÓN SIMPLE**

Para el dimensionamiento de las vigas se procedió a cargar los pórticos en el programa CYPECAD. para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.

## 1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA

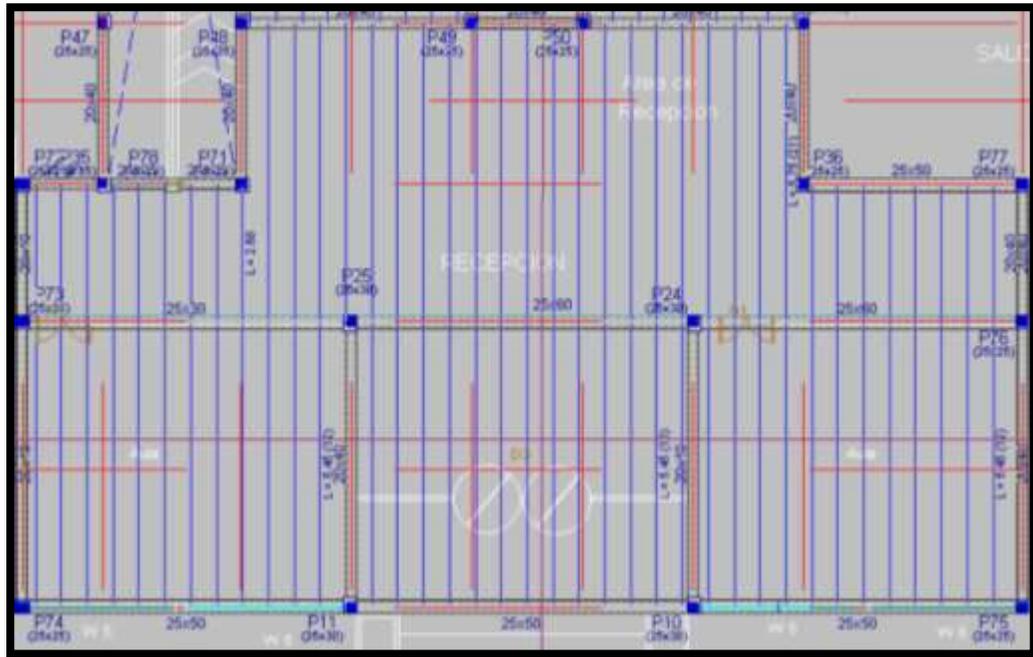


Figura N°17.3 Ilustración de cargas en vigas

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a la arquitectura del edificio se eligió la viga de longitud más larga que para este caso es la que se muestra en la gráfica anterior siendo una viga de 20x50 cm.

Longitud de viga: 6,40 m

Viga 74 entre P-25 y P-24

$M_{\max}$  izq: 16637,5 kg\*m P-25

$M_{\max}$  central: 12225 kg\*m

$M_{\max}$  der: 16806,25 kg\*m P-24

## 2. ARMADURA POSITIVA

## 2.1.DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	12225	Kg*m
Peralte de la sección	h =	60	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	57	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigón	$\gamma_c$ =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	$\gamma_f$ =	1,6	

## 2.2. CÁLCULOS

Momento	Md (kg*m) =	19560
---------	-------------	-------

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

Momento reducido	$\mu_d$ =	0,144
------------------	-----------	-------

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

Cuantía geométrica	w =	0,160
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura	As (cm2) =	8,75
----------	------------	------

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

Armadura mínima	Asmin (cm2)=	4,2
-----------------	--------------	-----

$$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura escogida	As (cm2) =	8,75	As
-------------------	------------	------	----

Armadura a utilizar	4φ16+3φ12	Asprov(cm2)=	8,75
---------------------	-----------	--------------	------

Asprov > As	OK
-------------	----

## 3. CÁLCULO ARMADURA NEGATIVA IZQUIERDA

### 3.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	16637,5	Kg*m
Canto de la sección	h =	60	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	57	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm2
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm2
Coefficiente minoración Hormigón	$\gamma_c$ =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	$\gamma_f$ =	1,6	

### 3.2. CÁLCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	26620	$M_d = M_{max} * \gamma_f$
Momento reducido	$\mu_d$ =	0,197	$\mu_d = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}}$
Cuantía geométrica	w =	0,228	De tablas
Armadura Necesaria	As (cm <sup>2</sup> ) =	12,45	$A_s = w * b_w * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )=	4,20	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
<b>Armadura escogida</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>) =</b>	<b>12,45</b>	<b>As</b>
Armadura a utilizar =>	<b>5φ16+ 2φ10</b>	<b>Asprov(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>12,45</b>
<b>Asprov &gt; As</b>			<b>OK</b>

## 4. CÁLCULO ARMADURA NEGATIVA DERECHA P-24

### 4.1. DATOS:

Momento máximo de servicio	Mmax =	16806,25	Kgm
Canto de la sección	h =	60	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	57	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	$\gamma_c$ =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	$\gamma_f$ =	1,6	

#### 4.2. CÁLCULOS

Momento mayorado	Md (kgm) =	26890
------------------	------------	-------

$$M_d = M_{max} * \gamma_f$$

Momento reducido	$\mu_d$ =	0,199
------------------	-----------	-------

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

Cuantía geométrica	w =	0,231
--------------------	-----	-------

De tablas

Armadura Necesaria	As (cm <sup>2</sup> ) =	12,61
--------------------	-------------------------	-------

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

Armadura mínima	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )=	4,20
-----------------	---------------------------------------	------

$$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$$

Armadura escogida	As (cm <sup>2</sup> ) =	<b>12,61</b>	As
-------------------	-------------------------	--------------	----

Armadura a utilizar =>	<b>5φ16+2 φ10</b>
---------------------------	-------------------

$$As_{prov}(cm^2) = 12,61$$

As <sub>prov</sub>	>	As	OK
--------------------	---	----	----

#### 4.3. ARMADURAS ADOPTADAS

<b>Viga entre el pilar N°25 y 24 Nivel + 3,60 m.</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Armadura adoptada (mm)</b>
Armadura longitudinal inferior	8,75	4φ16+2φ12
Armadura longitudinal superior	12,45	5φ16+2φ10
Armadura transversal	5,5	11e Φ8 mm c/10 cm

#### 4.4. VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES

L/500

L	640	Ymax	1,28	cm
---	-----	------	------	----

b (cm) 20

h (cm) 60

P esp (kg/m) 2500

$$f = \frac{5}{384} * \frac{g * L^4}{E * I}$$

$$f_{max} = \frac{L}{500}$$

$$g = b * h * \gamma$$

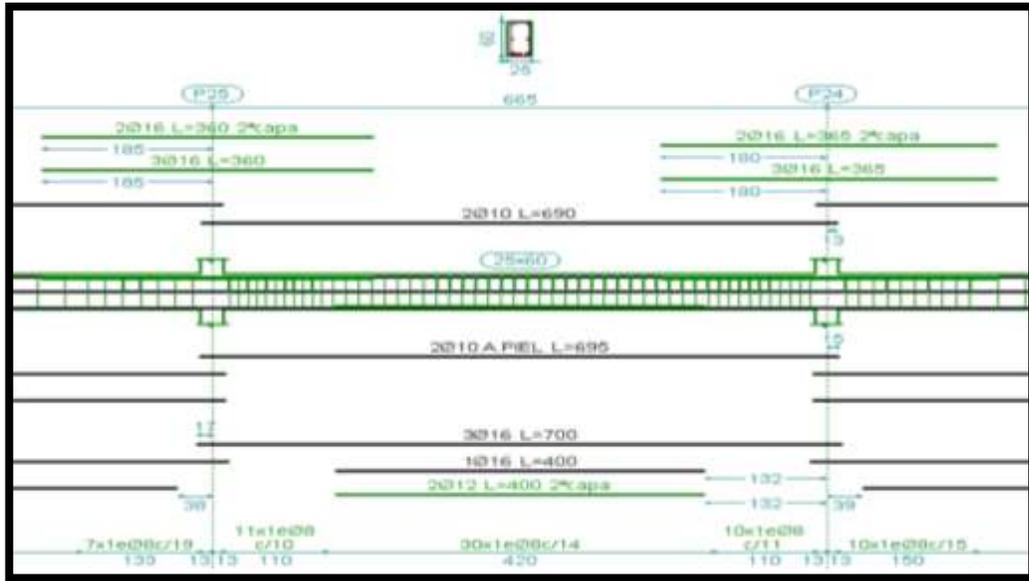
g	3,75	kg/cm
E	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
I	450000	cm <sup>4</sup>

$$E = 21000 * \sqrt{fck}$$

f	0,009	cm
---	-------	----

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

CUMPLE DEFLEXIÓN



**Figura N°18.3** Detalle de armadura de vigas

**Fuente:** Elaboración propia

**Armadura transversal**

## MEMORIA DE CÁLCULO VIGA H°A° SOMETIDA A CORTE

Longitud de viga: 6,40 m

Viga 74, entre P-25 y P-24

Cortante izq: 27360 kg P-25

Cortante der: 28570 kg P-24

### 1. ARMADURA TRANSVERSAL IZQUIERDA

#### 1.1. DATOS:

Cortante máxima de servicio	Vmax =	27360	Kg
Peralte de la sección	h =	60	cm
Ancho de la sección	bw =	25	cm
Peralte efectivo	d =	57	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	
Coefficiente mayoración de cargas	γf =	1,6	

#### 1.2. CÁLCULOS

Cortante mayorado de cálculo	Vd (kg) =	27360
------------------------------	-----------	-------

$$Vd = 1,6 * V$$

Resistencia a cortante del hormigón	fvd(kg/cm <sup>2</sup> )=	6,45
-------------------------------------	---------------------------	------

$$fvd = 0,5 * \sqrt{fcd}$$

Cortante resistida por el hormigón	Vcu(kg) =	9191,25
------------------------------------	-----------	---------

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

27360	>	9191,25	Necesita armadura transversal
Vd (kg)		Vcu(kg)	

$$V_{ou} = 0,30 * f_{cd} * b_w * d$$

Vou (kg) =	71250
------------	-------

Cortante resistida por el acero	Vsu (kg) =	18168,75
---------------------------------	------------	----------

Armadura Transversal	Ast(cm <sup>2</sup> /m)=	1,92
----------------------	--------------------------	------

$$A_{st} = \frac{V_{su} * t}{0,90 * d * f_{yd}}$$

Armadura Transversal para una pierda	Ast1(cm <sup>2</sup> /m)=	0,96
--------------------------------------	---------------------------	------

$$A_{st\ min} = 0,02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Adoptando un diámetro de	Φ (mm)	8
--------------------------	--------	---

Área de la barra	Aso (cm <sup>2</sup> )=	0,50
------------------	-------------------------	------

Número de barras	Nb =	11
------------------	------	----

Armadura de las barras	Ast(cm <sup>2</sup> /m)=	5,53
------------------------	--------------------------	------

Distribución de las barras	S (cm) =	10
----------------------------	----------	----

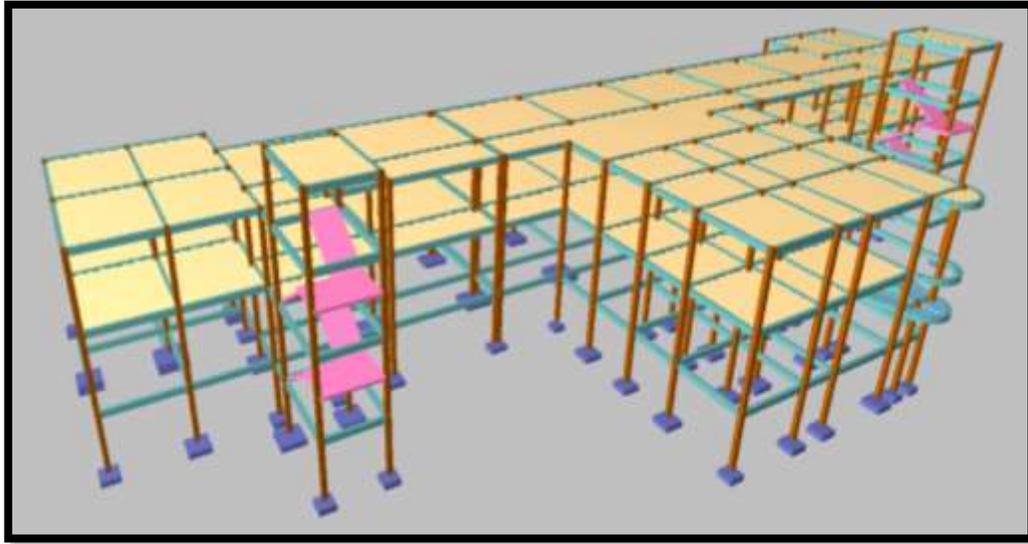
<b>Distribución Final</b>	<b>Φ 8</b>	<b>C - 10</b>
---------------------------	------------	---------------

## 2. ARMADURA TRANSVERSAL A LA DERECHA

En este caso se tiene que para la cortante máxima no necesita armadura de corte y como al lado derecho tenemos menor fuerza de corte colocamos la misma armadura

<b>Distribución Final</b>	<b>Φ 8</b>	<b>C - 10</b>
---------------------------	------------	---------------

## MEMORIA DE CÁLCULO DE LOSAS



**Figura N°19.3** Imagen ilustrativa de losa

**Fuente:** Elaboración propia

Hipótesis de carga:

$$1,6 * CM + 1,6 * CV$$

Cargas actuantes en la losa:

La Carga viva se asume una carga de  $300 \text{ kg/m}^2$  valor asumido de bibliografía debido a que en la funcionalidad de las plantas está destinada para bibliotecas y aulas.

Para la carga muerta se suma el peso de la losa con capa de compresión, el peso del cerámico y el peso de la capa de yeso inferior a la losa con un total de  $285 \text{ kg/m}^2$ .

Calculo de la capa de compresión de la losa de H°A°:

Donde  $b$  es el ancho del complemento.

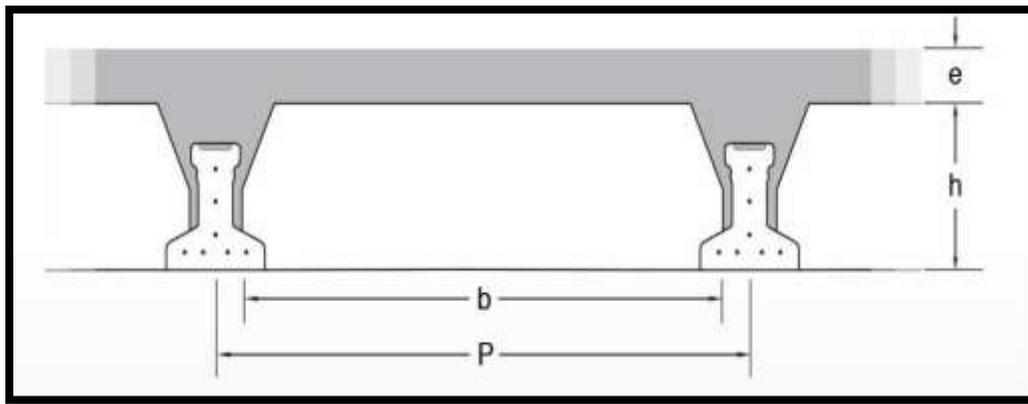
$$e_{min} = 3cm$$

Calculamos la altura de la capa de compresión de la losa ( $e$ ):

$$e_0 = \frac{b}{6} = \frac{\left(\frac{43cm}{2}\right)}{6} = 3,58cm$$

Por fines constructivos se adopta:

$$e = 5cm$$



**Figura N°20.3** Ilustración de losas

**Fuente:** SOBOPRET.

Calculamos armadura de reparto:

Calculamos la armadura necesaria de reparto por retracción y temperatura de la losa. El CBH-87 nos recomienda una armadura de reparto para la losa con una separación máxima entre barras de 30cm.

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando la fisuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

$$A_{s_{nec}} \geq \frac{50 * h_0}{f_{yd}}$$

$$A_{s_{nec}} \geq \frac{50 * 5cm}{426,37 MPa}$$

$$A_{s_{nec}} \geq 0,586 cm^2/m$$

Cálculo del número de barras:

$$\begin{aligned} \phi &= 6mm \\ A_n &= 0,28cm^2 \\ n &= \frac{A_s}{A_n} = \frac{0,586cm^2}{0,28cm^2} = 3 \text{ barras/m} \end{aligned}$$

Por razones constructivas se colocaran 4 barras de 6mm cada 25cm.

***Ø 6mm/25cm ambas direcciones***

Calculo del momento flector que debe resistir la vigueta:

Carga total Q:

$$Q = 1.6 * CM + 1.6 * CV = 1,6 * \left( 110 \frac{kg}{m^2} + 300 \frac{kg}{m^2} \right)$$
$$Q = 656 \frac{kg}{m^2}$$

Reducimos la carga q al área de aplicación:

De la tabla anterior sabemos que P es igual a 50 cm.

$$q = 656 \frac{kg}{m^2} * 0,5m$$
$$q = 328 \frac{kg}{m}$$

Para una losa simplemente apoyada tenemos el momento flector máximo en el centro del tramo con el siguiente valor:

$$Mf = \frac{q * L^2}{8} = \frac{328 \frac{kg}{m} * (5,33m)^2}{8}$$

Momento de diseño:

$$Mf = 1164,76 kg * m$$

$$Madm = 1605 kg * m$$

$$Mf < Madm \text{ Cumple...!}$$

Altura h y tipo de vigueta:

La altura del complemento y el tipo de vigueta están determinados por la longitud que debe cubrir la vigueta y el momento flector máximo, estos parámetros están tabulados. Se realiza una cotización directa en la empresa proveedora con los momentos flectores máximos y la luz de cálculo y nos proporciona como resultado Vigueta Tipo (364-530-103), con una altura de complemento de 15cm.

PRODUCTO	DIMENSIONES [cm]				PESO PROMEDIO [Kg]	RESISTENCIA DEL ACERO [ $F_{yk}$ =Kg/cm <sup>2</sup> ]	TIPO DE HORMIGÓN
	A	B	H	L			
VIGUETA PRETENSADA	11	5.6	11,44	Variable	17,2	18.000	350 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGUETA PRETENSADA	12	6	11	Variable	18,9	18.000	350 Kg/cm <sup>2</sup>
VIGUETA PRETENSADA	12	5.5	10.5	Variable	19	18.000	350 Kg/cm <sup>2</sup>

**Cuadro N°23.3** Ficha técnica de viguetas pretensadas

**Fuente:** Concretec

DESCRIPCIÓN	REFERENCIA	DIMENSIONES [cm]	
		Simple	Doble
Distancia entre ejes (Paso)	D	50-58-60	62-70-72
Altura de complemento	$h_1$	de 10 a 25	de 12 a 25
Altura de carpeta de compresión	$h_2$	5	5
Altura paquete estructural	H	de 15 a 30	de 17 a 30

**Cuadro N°24.3** Ficha técnica descriptiva de viguetas

**Fuente:** Concretec



**Figura N°21.3** Imagen ilustrativa de losas y viguetas con complementos

**Fuente:** Concretec

Vigueta pretensada TIPO VT50 diseñada para longitudes de 5,8 a 6,7m.

Tipo de complemento 15x43x130.

Distancia vigas P	Dimensiones			Tipo de complemento	Consumo de hormigón m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
	e	h	b		
cm	cm	cm	cm		
60	5	12	53	12x53x130	0,057
50	5	12	43	12x43x130	0,059
60	5	15	53	15x53x130	0,063
50	5	15	43	15x43x130	0,066
60	5	20	53	20x53x130	0,077
50	5	20	43	20x43x130	0,082

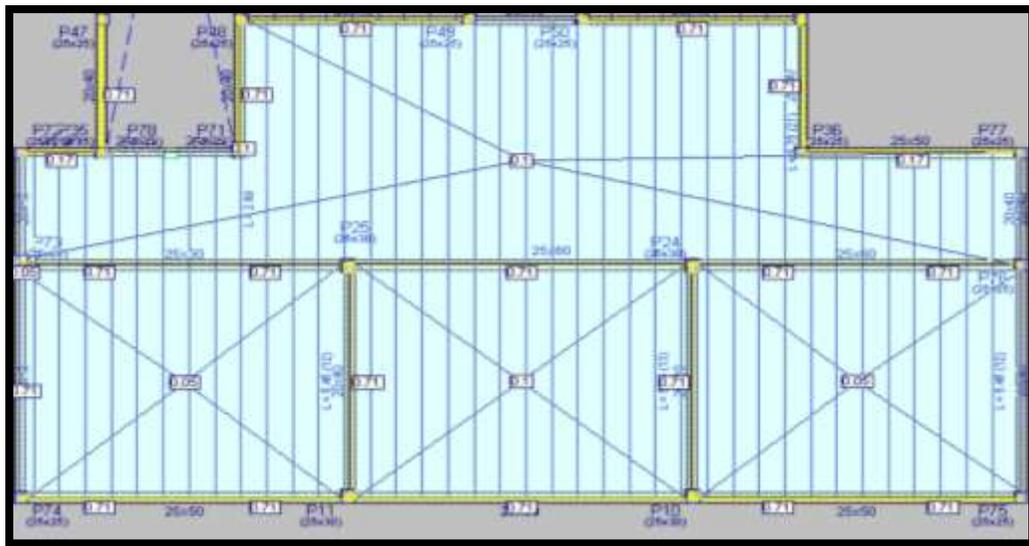
**Cuadro N°25.3** Dimensiones del complemento

**Fuente:** CONCRETEC.

## MEMORIA DE CÁLCULO DE COLUMNAS

### 1. UBICACION, GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

Para el dimensionamiento de las columnas se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad. para obtener las máximas solicitaciones; a continuación se realiza la verificación manual de armaduras para comprobar si los armados obtenidos por el programa coinciden con los cálculos manuales.



**Figura N°22.3** Ubicación de columna de comprobación

**Fuente:** Elaboración propia

De acuerdo a las solicitaciones se escogió la columna identificada como P-24 en el programa que inicia en la cimentación hasta el piso 2 entre las cotas 0,00 hasta la cota más 7,00 m de dimensiones en la base de 25x30 cm.

**NÚMERO COLUMNA:** 24

**COTA:** 0,00 - 3,6

b (cm)= 25

h (cm)= 30

Nd (Kg) = 93510

Mx (Kg\*m)= 3920

My (Kg\*m)= 1050

L (m)= 3,6

**COTA:** 3,6 - 7

b (cm)= 25

h (cm)= 30

Nd (Kg) = 93510

Mx (Kg\*m)= 3920

My (Kg\*m)= 1050

L (m)= 3,6

## 2. CÁLCULO DE LA ESBELTEZ GEOMÉTRICA - COMPROBACIÓN AL PANDEO

Para las vigas de 20x50 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 208333$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 33333$$

$$l (\text{cm}) = 640$$

Para las vigas de 20x40 se tiene:

$$I_x (\text{cm}^4) = 106667$$

$$I_y (\text{cm}^4) = 26667$$

$$l \text{ (cm)} = 533$$

Para las vigas de 25x60 se tiene:

$$I_x \text{ (cm}^4\text{)} = 450000$$

$$I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 78125$$

$$l \text{ (cm)} = 640$$

Para las columnas de 25x30 se tiene:

$$I_x \text{ (cm}^4\text{)} = 56250$$

$$I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 39063$$

$$H \text{ (cm)} = 360$$

### Calculo de la longitud de pandeo:

Se calculará el coeficiente K con los valores de  $\Psi$ :

$$\Psi_A = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l}\right)_{columnas}}{\sum \left(\frac{EI}{l}\right)_{vigas}}$$

Con ayuda del esquema anteriormente presentado se tiene:

En A:

$\Psi_x =$	1,11
$\Psi_y =$	2,89

En B:

$\Psi_x =$	0,22
$\Psi_y =$	4,34

En C:

$\Psi_x =$	0,24
$\Psi_y =$	3,12

Entrando a la cuadro 3 con los valores obtenidos se tiene el valor de K:

Tramo A-B:

$K_x =$	0,68
$K_y =$	0,90

Tramo B-C:

$K_x =$	0,61
$K_y =$	0,90

Se tomara el mayor valor de K en ambos tramos respectivamente:

Tramo A-B:

<b>K =</b>	<b>0,90</b>
------------	-------------

Tramo B-C:

<b>K =</b>	<b>0,90</b>
------------	-------------

**Longitud de pandeo:**

PLANTA BAJA:

lo (cm) =	324
-----------	-----

PLANTA ALTA:

lo (cm) =	324
-----------	-----

**Cálculo esbeltez geométrica:**

$$\lambda g = \frac{lo}{h}$$

Donde:

h: Es la mínima dimensión de la columna en la dirección que se desea comprobar.

PLANTA BAJA:

$\lambda g_x =$	<b>12,96</b>
$\lambda g_y =$	<b>10,80</b>

PLANTA ALTA:

$\lambda g_x =$	<b>12,96</b>
$\lambda g_y =$	<b>10,80</b>

### 3. REFUERZO LONGITUDINAL

#### 3.1. DATOS

**COTA: 0,00 - 3,6**

Esfuerzo normal de cálculo mayorada	Nd =	93510	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	392000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	105000	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcđ =	166,67	Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia cálculo del acero	fyđ =	4347,83	Kg/cm <sup>2</sup>

### 3.2. CÁLCULOS

Capacidad mecánica del hormigón	$U_c$ (Kg)=	125000
---------------------------------	-------------	--------

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

Axil reducido	$\nu =$	0,748
---------------	---------	-------

$$\nu = \frac{N_d}{U_c}$$

Momento reducido alrededor del eje X	$\mu_x =$	0,034
--------------------------------------	-----------	-------

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y}$$

Momento reducido alrededor del eje Y	$\mu_y =$	0,105
--------------------------------------	-----------	-------

El mayor de los momentos reducidos	$\mu_1 =$	0,105
------------------------------------	-----------	-------

El menor de los momentos reducidos	$\mu_2 =$	0,034
------------------------------------	-----------	-------

Cuantía mecánica	$w =$	0,042
------------------	-------	-------

De ábacos

Capacidad mecánica de la armadura total	$U_{total}$ (Kg)=	5187,5
---	-------------------	--------

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

Armadura de Acero total	$A_{total}$ (cm <sup>2</sup> )=	1,19
-------------------------	---------------------------------	------

$$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}}$$

Armadura mínima	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )=	9,75
-----------------	-------------------------------	------

$$A_{min} = 0.008 * h_x * h_y$$

<b>Armadura escogida</b>	<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>9,75</b>
--------------------------	---	-------------

<b>Disposición de la armadura =&gt;</b>	<b>4Φ16+2 Φ12</b>	
---	-------------------	--

**Asprov 10,03**

### 3.3. DATOS

COTA: 3,6 - 7

Esfuerzo normal de cálculo mayorada	Nd =	93510	Kg
Momentos flectores de cálculo dirección X	Mxd =	392000	Kg*cm
Momentos flectores de cálculo dirección Y	Myd =	105000	Kg*cm
Canto paralelo al eje X	hx =	25	cm
Canto paralelo al eje Y	hy =	30	cm
Resistencia cálculo del hormigón	fcđ =	166,67	Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia cálculo del acero	fyd =	4347,83	Kg/cm <sup>2</sup>

### 3.4. CÁLCULOS

Capacidad mecánica del hormigón	Uc (Kg)=	125000
---------------------------------	----------	--------

Axil reducido	v =	0,748
---------------	-----	-------

Momento reducido alrededor del eje X	μx =	0,034
--------------------------------------	------	-------

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{U_c * h_y}$$

Momento reducido alrededor del eje Y	μy =	0,105
--------------------------------------	------	-------

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{U_c * h_x}$$

El mayor de los momentos reducidos	μ1 =	0,105
------------------------------------	------	-------

El menor de los momentos reducidos	μ2 =	0,034
------------------------------------	------	-------

Cuantía mecánica	$w =$	0,042	<i>De ábacos</i>
Capacidad mecánica de la armadura total	$U_{total}(Kg)=$	5187,5	$U_{total} = w * U_c$
Armadura de Acero total	$A_{total}(cm^2)=$	1,19	$A_{total} = \frac{U_{total}}{f_{yd}}$
Armadura mínima	$A_{min}(cm^2)=$	9,75	$A_{min} = 0.008 * h_x * h_y$
<b>Armadura escogida</b>	<b><math>A_s (cm^2)=</math></b>	<b>9,75</b>	
<b>Disposición de la armadura =&gt;</b>	<b>4Φ16+2Φ12</b>		<b>Asprov 10,03</b>

### 3.5. REFUERZO TRANSVERSAL

El diámetro mínimo	Φ6 mm
25% del diámetro de la As longitudinal	Φ4 mm
Diámetro elegido	Φ6 mm

La separación de estribos no será mayor que la menor de las siguientes dimensiones:

S >	$0.85 * d =$	17,85	cm
	30 cm =	30	cm
	$12 * \Phi_{b \text{ long.}} =$	19,2	cm

Por lo tanto, y por facilidad constructiva, se tomará el siguiente espaciamiento para toda la columna:

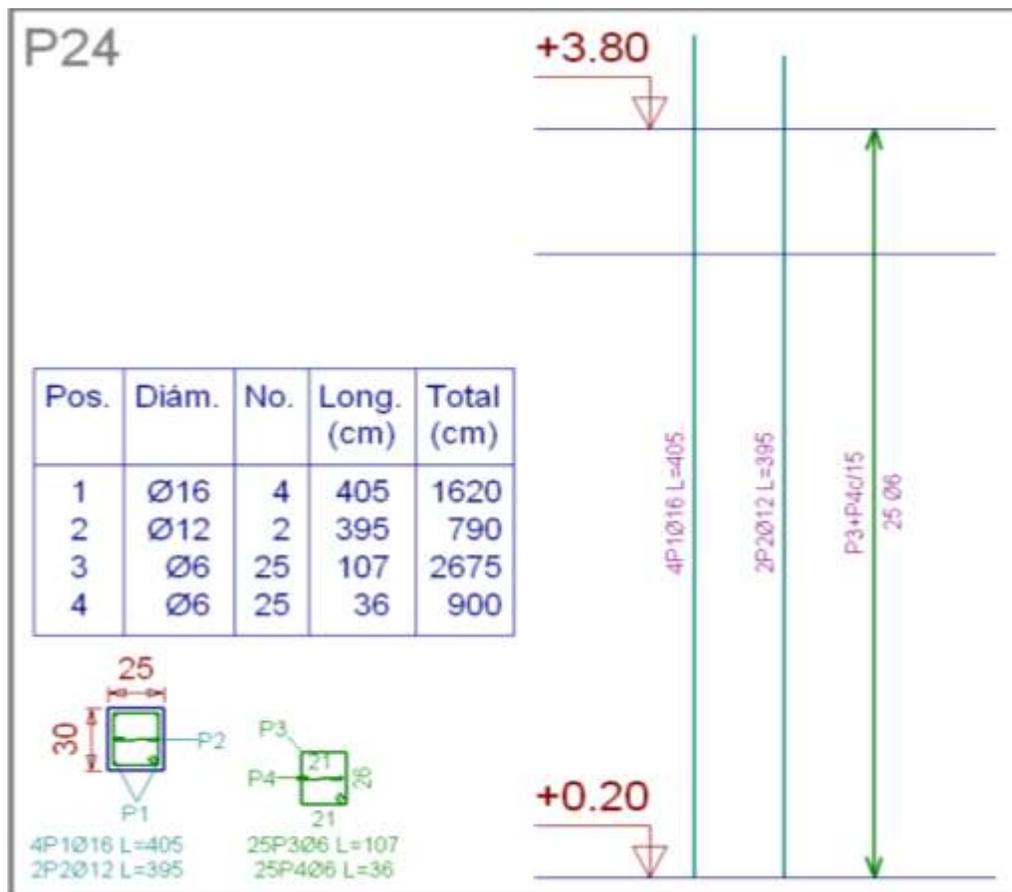
S =	15	cm
-----	----	----

Finalmente la disposición de la armadura transversal es la siguiente:

**Φ6 C/15**

#### 4. ARMADURAS ADOPTADAS

Pilar N° 25 entre el nivel +0,00 m. y +7,00 m	(cm <sup>2</sup> )	Armadura adoptada
Armadura longitudinal principal Nivel +0.00 a +3,6 m	10,03	4Φ16+2Φ12
Armadura longitudinal principal Nivel +3,6 a +7,00 m	12,06	4Φ16+2Φ12
Armadura transversal	Por Norma	Φ6 C/15



**Figura N°23.3** Detalle de armadura de columnas

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.4.3 Fundaciones y Escaleras

El desarrollo del cálculo de las fundaciones se detalla en los anexos de este documento.

La fundación se define a una profundidad de 1,5 m. con zapatas aisladas.

#### MEMORIA DE CÁLCULO ZAPATA AISLADA

#### 1. UBICACIÓN, GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA ZAPATA AISLADA

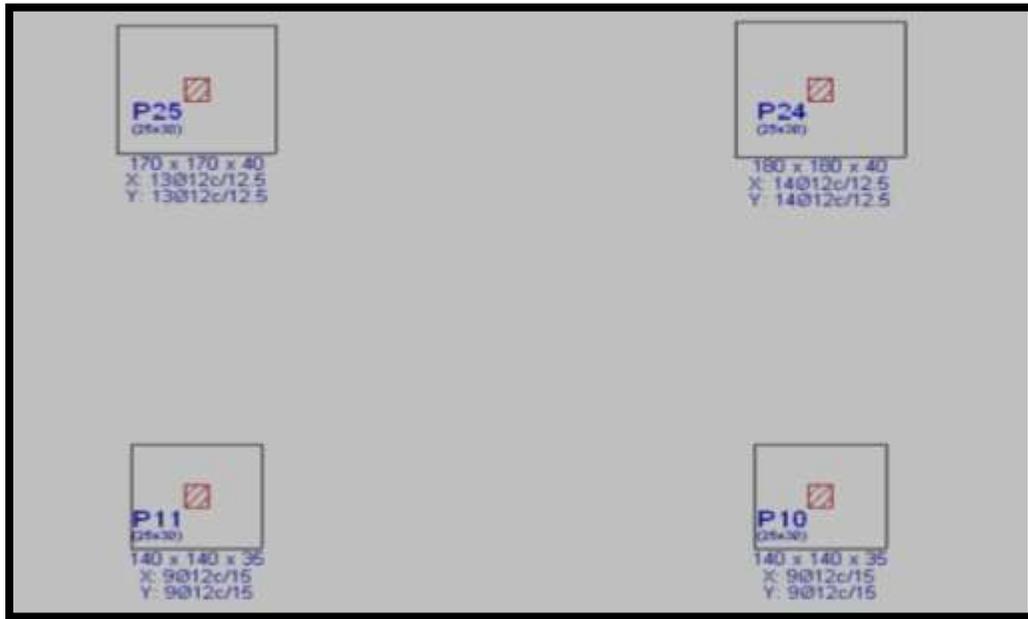


Figura N°24.3 Disposición de zapatas

Fuente: Elaboración propia

DATOS CYPECAD	
<b>N(Kg)=</b>	<b>64200</b>
<b>Mx(Kg*m)=</b>	<b>820</b>
<b>My(Kg*m)=</b>	<b>530</b>
<b>Vx(Kg)=</b>	<b>1750</b>
<b>Vy(Kg)=</b>	<b>1220</b>

## 1. DATOS GENERALES

Carga de Servicio	N =	64,20	Tn
Tensión admisible sobre el terreno	$\sigma_{adm} =$	2,3	Kg/cm <sup>2</sup>
Dimensión de la columna en eje x	ao =	25	cm
Dimensión de la columna en eje y	bo =	30	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coeficiente minoración Hormigón	$\gamma_c =$	1,5	
Coeficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	
Coeficiente mayoración de cargas	$\gamma_f =$	1,6	

## 2. DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

### 2.1. BASE DE LA ZAPATA

Área aproximada de la zapata	A(cm <sup>2</sup> )=	29308,70
Dimensión de los lados	a(cm)=b=	171,198
Dimensión adoptada	a(cm)=b=	180
La tensión será	$\sigma_t(\text{kg/cm}^2)$	1,98

$$A = \frac{1.05 * N}{\sigma_{adm}}$$

### 2.2. CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

k =	8,14
d1 (cm) =	34,28
d2 (cm) =	25,53
d3 (cm) =	24,70

$$d_1 = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2k - 1} - \frac{(ao + bo)}{4}}$$

$$d_2 \geq \begin{cases} \frac{2(a - ao)}{4 + k} \\ \frac{2(b - bo)}{4 + k} \end{cases}$$

$$k = \frac{2 * \sqrt{fcd}}{\gamma_f * \sigma_{t2}}$$

Canto útil adoptado	d (cm) =	35
Recubrimiento	r (cm) =	5
<b>CANTO TOTAL</b>	<b>h(cm) =</b>	<b>40</b>

### 2.3. COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN EN EL TERRENO

Carga de Servicio	N =	64200,00	Kg
Carga debido al peso propio de zapata	P.P. =	3110,4	Kg
Tensión admisible	$\sigma_{adm}$ =	2,3	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensión calculada	$\sigma_t$ =	2,08	Kg/cm <sup>2</sup>

$\sigma_t > \sigma_{adm}$  CUMPLE

Si  $v \leq 2h$  se trata de una zapata rígida

$$V = 77,5$$

$$2h = 80$$

**Zapata rígida**

### 3. DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS

Los momentos flectores en las secciones de referencia “a” y “b” son:

$$M_{ad} = \frac{\gamma f * N}{2a} * \left( \frac{a - a_o}{2} + 0,15 * a_o \right)^2$$

Momento de diseño actuante en “a”	$M_{ad}$ (kg*m)=	18836,46
Momento de diseño actuante en “b”	$M_{bd}$ (kg*m)=	18033,78

Para determinar las armaduras correspondientes, se usará la formula simplificada:

$$\omega = \mu(l + \mu)$$

Armadura mínima	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )=	11,34		
Disposición de armadura	11Φ12		$A_{real}$ (cm <sup>2</sup> )=	12,44

Lado a:

Momento reducido	$\mu$ =	0,0513
Cuantía	$\omega_a$ =	0,0539
Armadura calculada	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) =	16,97
Armadura necesaria	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )=	16,97
Armadura real	$A_{real}$ (cm <sup>2</sup> )=	15,82

Número de barras	N. barras =	14
Espaciamiento entre barras	S (cm) =	13

<b>DISPOSICIÓN FINAL</b>	<b>14Φ12 C/213</b>
--------------------------	--------------------

Lado b:

Momento reducido	$\mu =$	0,0491
Cuantía	$\omega b =$	0,0515
Armadura calculada	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	16,22
Armadura necesaria	$A_s \text{ (cm}^2\text{)} =$	16,22
Armadura real	$A_{\text{real}} \text{ (cm}^2\text{)} =$	15,82
Número de barras	N. barras =	14
Espaciamiento entre barras	S (cm) =	13

<b>DISPOSICIÓN FINAL</b>	<b>14Φ12 C/13</b>
--------------------------	-------------------

#### 4. COMPROBACIONES

##### 4.1. CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

$$\frac{\gamma_f * N}{a * b} * \frac{(b + b_0 + d) * (a - a_0 - d)}{4} \leq 2 * f_{vd} * (b_0 + d) * d_2$$

Fvd (kg/cm <sup>2</sup> )	6,455
---------------------------	-------

$$23302,2222 < 28765,0125$$

CUMPLE

##### 4.2. ADHERENCIA

Cortante de cálculo a	Vd (Kg) =	46366,667
-----------------------	-----------	-----------

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando sea:

$$\tau_b = \frac{Vd}{0.9 * d * n * \pi * \phi} \leq fbd = 0.95 \sqrt{fcd^2}$$

$\tau_b \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$	20,92	<	$fbd \text{ (kg/cm}^2\text{)} =$	28,77
-------------------------------------	-------	---	----------------------------------	-------

## CUMPLE

### 5. ARMADURAS ADOPTADAS

Zapata N° 24	(cm <sup>2</sup> )	Armadura adoptada
Armadura en dirección de x	15,82	14Φ12 C/13
Armadura en dirección de y	15,82	14Φ12 C/13

## MEMORIA DE CÁLCULO ESCALERA HORMIGÓN ARMADO

### 1. GEOMETRIA DE LA ESCALERA

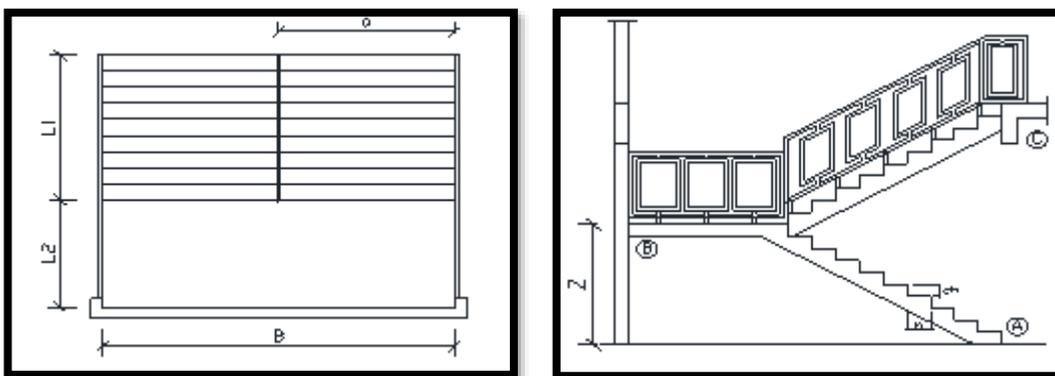


Figura N°25.3 Referencia de escalera de cálculo

Fuente: Elaboración propia

### 1.DATOS GENERALES:

L1 (m)=	2,7	Longitud horizontal rampa	$\gamma_{HA}$ (Kg/m <sup>3</sup> )=	2500
L2 (m)=	2,2	Longitud descanso		
a (m)=	1,5	Ancho de rampa		
B (m)=	3	Ancho total de descanso		
t (m)=	0,15	Espesor de losa		
h (m)=	0,3	Huella		
ch (m)=	0,18	Contra huella		
Z (m)=	3,6	Altura media a salvar		
N =	20	Número de peldaños		

### 3. ANÁLISIS DE CARGAS

#### CARGA MUERTA RAMPA

##### Peso debido a los peldaños

Volumen peldaños(m <sup>3</sup> )=	0,041
Peso peldaños(Kg)=	2025
Área losa rampa(m <sup>2</sup> )=	4,05

Carga de peldaños por metro de ancho

q <sub>pel</sub> (Kg/m)=	500,00
--------------------------	--------

Carga debido al peso propio del a rampa por metro de ancho

q <sub>r</sub> (Kg/m)=	375
------------------------	-----

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

q <sub>sc</sub> (Kg/m)=	50
-------------------------	----

##### Carga muerta total en la rampa

QCM (Kg/m)=	925,00
-------------	--------

#### DESCANSO

Carga debido al peso propio del descanso por metro de ancho

q <sub>d</sub> (Kg/m)=	375
------------------------	-----

Sobre carga de cerámica por metro de ancho

q <sub>sc</sub> (Kg/m)=	50
-------------------------	----

##### Carga muerta total en el descanso

QCM (Kg/m)=	425
-------------	-----

#### SOBRECARGA

La sobrecarga de uso para el diseño de escalera recomendada por metro de ancho es la siguiente:

QCV (kg/m)=	500
-------------	-----

Carga ultima actuante con la siguiente combinaci3n:

$$QU = 1.6 * QCM + 1.6 * QCV$$

RAMPA

WR (Kg/m)=	2280,00
------------	---------

Lr (m) =	2,7	Longitud rampa
----------	-----	----------------

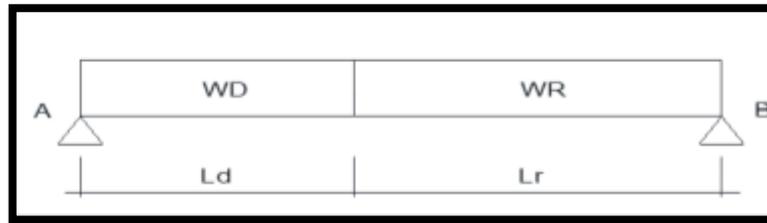
DESCANSO

WD (Kg/m)=	1480
------------	------

Ld (m) =	2,2	Longitud descanso
----------	-----	-------------------

Idealizando la escalera se tiene el siguiente esquema:

TRAMO: A - B



**Figura N°26.3** Idealizaci3n de la escalera

**Fuente:** Elaboraci3n propia

Calculando se obtienen lo siguiente:

Md (Kg*m)	5909,084
Qd (Kg) =	5190,897959

VB (Kg) =	5190,897959	Md2
VA (Kg) =	4221,102041	

Para el momento negativo se recomienda tomar el valor de losa apoyada en viga perimetral:

$$Md = \frac{q * l^2}{24}$$

-MB(Kg*m)=	298,467
------------	---------

-MA(Kg*m)=	692,55
------------	--------

## 4. REFUERZO ARMADURA POSITIVA POR METRO

### 4.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	5909,084	Kg*m
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	γc =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	γs =	1,15	

### 4.2. CALCULOS

Momento reducido	μd =	0,246
------------------	------	-------

Cuantía geométrica	w =	0,301	<i>De tablas</i>
--------------------	-----	-------	------------------

Armadura Necesaria	As (cm <sup>2</sup> ) =	13,85	$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
--------------------	-------------------------	-------	--

Armadura mínima	As <sub>min</sub>	2,25	$A_{s\ min} = w_{min} * b_w * h$
-----------------	-------------------	------	----------------------------------

<b>Armadura escogida</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>) =</b>	<b>13,85</b>	<b>As</b>
--------------------------	------------------------------	--------------	-----------

Armadura a utilizar =>	<b>11Φ16</b>	<b>Asprov(cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>22,11</b>
---------------------------	--------------	--------------------------------	--------------

<b>Asprov</b>	<b>&gt;</b>	<b>As</b>	<b>OK</b>
---------------	-------------	-----------	-----------

## 5. REFUERZO ARMADURA NEGATIVA (A) POR METRO, IDEM PARA (B)

### 5.1. DATOS

Momento máximo de diseño	Mmax =	692,55	Kg*m
Canto de la sección	t =	15	cm
Ancho de para el calculo	bw =	100	cm
Peralte efectivo	d =	12	cm
Recubrimiento	r =	3	cm
Resistencia característica del hormigón	fck =	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	fyk =	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	$\gamma_c$ =	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s$ =	1,15	

### 5.2. CÁLCULOS

Momento	$\mu d$ =	0,03
---------	-----------	------

Cuantía	w =	0,031	<i>De tablas</i>
---------	-----	-------	------------------

Armadura	As (cm <sup>2</sup> )	1,43	$A_s = w * bw * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
----------	-----------------------	------	--

Armadura mínima	Asmin (cm <sup>2</sup> )=	2,25	$A_{smin} = w_{min} * b_w * h$
-----------------	---------------------------	------	--------------------------------

<b>Armadura</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>2,3</b>	<b>Asmin</b>
-----------------	----------------------------	------------	--------------

Armadura a utilizar =>	<b>11Φ16</b>	<b>Asprov(cm<sup>2</sup>)=</b>	<b>22,11</b>
------------------------	--------------	--------------------------------	--------------

<b>Asprov</b>	<b>&gt;</b>	<b>As</b>	<b>OK</b>
---------------	-------------	-----------	-----------

## 6. ARMADURA DE DISTRIBUCIÓN SUPERIOR E INFERIOR

Se adoptará una armadura de distribución mínima, por lo tanto se tiene la sgte.

Disposición:

**Φ8 c/20**

## 7. ARMADURA SUPERIOR TEMPERATURA

Se dispondrá de armadura mínima, por lo tanto:

Armadura mínima	$A_{Smin} (cm^2)=$	2,25
-----------------	--------------------	------

$$A_{min} = 0.0018 * bw * t$$

Armadura a utilizar =>	<b>11Φ16</b>
------------------------	--------------

$$A_{sprov}(cm^2)= \boxed{22,11}$$

## 8. VERIFICACIÓN AL CORTE

### 8.1. DATOS:

Cortante máximo de diseño	$V_{max} =$	5190,897959	Kg
Canto de la sección	$t =$	15	cm
Ancho de para el calculo	$bw =$	100	cm
Peralte efectivo	$d =$	12	cm
Recubrimiento	$r =$	3	cm
Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia característica del acero	$f_{yk} =$	5000	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente minoración Hormigón	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente minoración Acero	$\gamma_s =$	1,15	

### 8.2. CÁLCULOS

Resistencia a cortante del hormigón	$f_{vd}(kg/cm^2)=$	6,45
-------------------------------------	--------------------	------

$$f_{vd} = 0,5 * \sqrt{f_{cd}}$$

Cortante resistente por el hormigón	$V_{cu}(kg) =$	7740,00
-------------------------------------	----------------	---------

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

$$\boxed{5190,897959 < 7740,00}$$

Vd (kg)

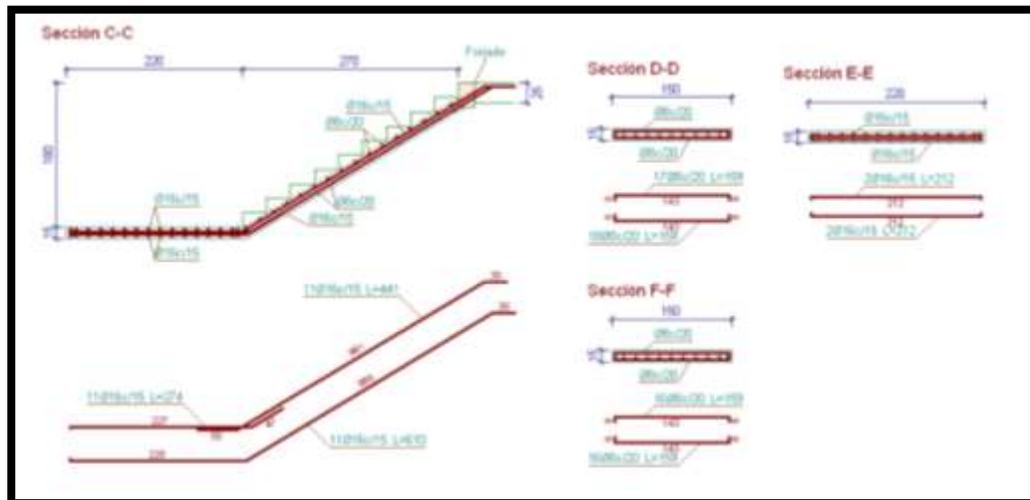
Vcu(kg)

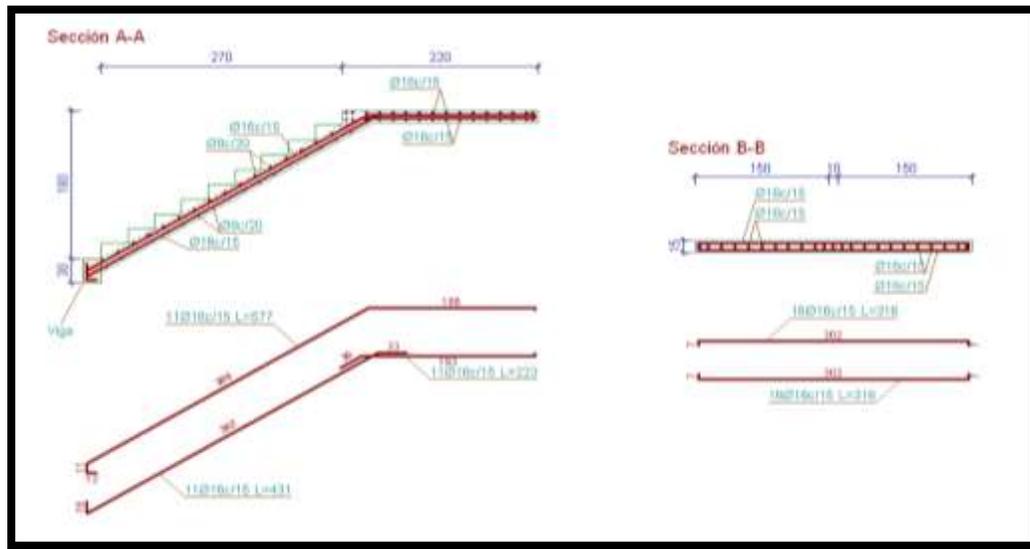
No necesita armadura transversal

Tramo 1		
Geometría	Ámbito	1.500 m
	Espesor	0.15 m
	Huella	0.300 m
	Contrahuella	0.180 m
	Desnivel que salva	3.60 m
	Nº de escalones	20
	Tramos consecutivos iguales	2
	Planta final	AZOTEA
	Planta inicial	1º PISO
Cargas	Peso propio	0.375 t/m <sup>2</sup>
	Peldañeado (Hormigonado con la losa)	0.193 t/m <sup>2</sup>
	Solado	0.100 t/m <sup>2</sup>
	Barandillas	0.300 t/m
	Sobrecarga de uso	0.500 t/m <sup>2</sup>
Materiales	Hormigón	H-25 , Control Normal
	Acero	AH-500 , Control Normal
	Rec. geométrico	3.0 cm

**Figura N°27.3** Características Geométricas de la escalera

**Fuente:** Elaboración propia





**Figura N°28.3** Detalle de armaduras de escaleras

**Fuente:** Elaboración propia

### Juntas de dilatación

Se consideró también juntas de dilatación, tomando en cuenta que es una región seca, con variaciones de temperaturas superiores a los 10°C y que su ubicación no deberá ser superior a los 25 m, para un  $\alpha = 1.0e-5/^{\circ}\text{C}$  y una variación de temperatura según la norma de:

Donde “e” es el espesor del elemento en cm.

Obteniendo así para 35 cm, que es el espesor de viga, un  $\Delta t = 16,64^{\circ}\text{C}$ .

$$\Delta_L = L_o * \alpha * \Delta_T = 25m * \frac{1e^{-5}}{^{\circ}\text{C}} * 16,64^{\circ}\text{C} = 0,00416 m$$

$$\Delta L = L_o * \alpha * \Delta T$$

Para 25 m se tiene un  $\Delta L = 0,416$  cm.

En Polla se llega a alcanzar temperaturas de hasta 40°C, calculando así un  $\Delta L=1,0$  cm. por lo tanto, y por razones constructivas, se adoptará un espacio de 3,0 cm.

### 3.5 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

#### 3.5.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la ejecución de las obras fue elaborado a detalle según los ítems contenidos en el proyecto, por la bastante información existente se lo presenta todo en el anexo 4.

#### 3.5.2 Precios unitarios

Se ha efectuado el análisis de los precios unitarios directos y la incidencia de las cargas sociales, utilidades, gastos generales e impuestos de ley con los cuales se ha obtenido el precio de aplicación. Para este análisis se ha tomado en cuenta el precio de los materiales puestos en obra con referencia a los precios vigentes en el mercado de la ciudad de Tarija; los precios de los materiales locales (Agregados y piedra) se han calculado de acuerdo al costo real en el área del proyecto.

El presupuesto del proyecto ha sido elaborado en base a la cubicación de los volúmenes de obra para cada uno de los ítems (partidas) que lo conforman (ver detalles de cómputos métricos en anexo 5).

Sus respectivos precios unitarios han sido analizados siguiendo procedimientos regulares de ingeniería, considerando los costos de mano de obra, materiales, equipos, la incidencia en ellos por costos indirectos y utilidades.

Se han asumido los siguientes valores de GG, U, IVA, IT y BS para el cálculo de los Precios Unitarios:

Cód.	Descripción	Porcentaje %
GG	Gastos Generales	8
U	Utilidad	7
IVA	Impuesto valor agregado	14,94
IT	Impuesto a la transacción	3,09
BS	Beneficios Sociales	55

**Cuadro N°26.3** Gastos generales y beneficios sociales

**Fuente:** Elaboración propia

Los precios unitarios se muestran en el anexo 6.

### **3.5.3 Cómputos métricos**

Los computos metricos se presentan en el anexo 5 de este documento.

### **3.5.4 Presupuesto general**

El presupuesto de las obras de infraestructura fue elaborado a partir de los cómputos métricos de las obras a ejecutarse, y los precios consignados para cada actividad específica. En anexos, se presentan los precios unitarios, volúmenes y el presupuesto de las obras.

El presupuesto del Colegio Polla es de 5.033.438,61 (Cinco millones treinta y tres mil cuatrocientos treinta y ocho con 61/100 Bolivianos) que equivale a \$us. 728.428,16 (Setecientos veintiocho mil cuatrocientos veintiocho con 16/100 Dólares americanos). El área total de construcción es de 1639,18 m<sup>2</sup> haciendo un valor de 444,39 \$us/m<sup>2</sup> (Cuatrocientos cuarenta y cuatro con 39/100 Dólares americanos por metro cuadrado de construcción de obra).

El presupuesto general se muestra en el anexo 6.

### **3.5.5 Cronograma de actividades**

El cronograma de ejecución propuesto para un periodo de 228 días calendario, se encuentra en anexos de este documento. Ver anexo 6.

#### **4. APORTE ACADÉMICO – LOSA RETICULADA.**

Se realiza una comparación técnico económico entre una losa alivianada y una losa Reticular, las ventajas y desventajas de cada elemento estructural.

##### **4.1 Marco Teórico.**

###### **4.1.1 Losa nervada o reticulada**

Es una mezcla entre losa llena o maciza y losa cerámica. Aquí las viguetas son reemplazadas por nervaduras de hormigón, las que (al igual que las viguetas) se encargarán de contener los hierros principales. Es decir que es una losa cerámica, pero en este caso el elemento estructural (vigüeta) no viene prearmado, sino que se lo fabrica “in situ”.

Su fabricación es muy similar al de una losa llena, necesitándose de un encofrado, en donde se apoyarán los bloques y los hierros, para luego verter la mezcla, pero hay que saber que existen distintos métodos para su concepción.

Si la sobrecarga es mayor a  $275 \text{ Kg/m}^2$  o si la luz entre apoyos es mayor a 4,50 m, se agregará un nervio transversal en la parte media de la losa.

Obviamente este tipo de losas es aplicado en reemplazo de losas llenas, con el fin de ahorrar en peso y el material.

También conviene reforzarlas con una armadura superior de repartición en forma de parrilla o malla cima.



**Figura N°29.4** Losa “Nervada o Reticulada”

**Fuente:** [www.google.com](http://www.google.com)

#### 4.1.2 Losa alivianada.

El sistema de losas más utilizado a nivel mundial es el alivianado con vigueta pretensada, por su fácil ejecución y montaje, al ser un sistema de alta resistencia, permitiendo realizar superficies funcionales plenas por la longitud permisible de los elementos prefabricados.

La losa alivianada por vigueta pretensada, permite lograr una gran reducción en material y mano de obra a emplearse en la edificación, por la versatilidad del sistema constructivo y la rigidez de la prefabricación en viguetas de hormigones de alta resistencia con cable como alma estructural, es sin duda el método más factible para realizar losas.

Con luces permisibles de hasta 8,2 metros, la vigueta pretensada se apoya simplemente sobre las vigas de construcción, albergando piezas de poliestireno expandido para lograr que las losas sean más livianas.

Existen diversos tipos de viguetas pretensadas, las cuales trabajan a diferentes resistencias de carga. Al adquirirlas deberá tener conocimiento sobre la garantía, y las características técnicas de montaje y resistencia, a fin de lograr una estructura que no presente desperfectos causados por un agente externo (prefabricación).

Sin duda el sistema de losa alivianada, requiere de una gran cantidad de material para realizar el encofrado, ya que toda la parte baja de la losa debe estar revestida de madera apuntalada a fin de no tener pérdidas de hormigón a la hora del vaciado de la carpeta de compresión.



**Figura N°30.4** “Elementos de sistema Constructivo m<sup>2</sup>”

**Fuente:** [www.google.com](http://www.google.com)

#### **4.1.3 Ventajas y Desventajas.**

El sistema constructivo que se estudia, losas reticulares como losas alivianadas presenta las siguientes ventajas para tipo de forjado:

#### 4.1.4 Losa reticular

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas.
- Permite colocar muros divisorios libremente.
- Se puede apoyar directamente sobre las columnas sin necesidad de trabes de carga entre columna y columna.
- Resiste fuertes cargas concentradas, ya que se distribuyen a áreas muy grandes a través de las nervaduras cercanas de ambas direcciones.
- Las losas reticulares son más livianas y más rígidas que las losas macizas.
- El volumen de los colados en la obra es reducido.
- Mayor duración de la madera de cimbra, ya que sólo se adhiere a las nervaduras, y puede utilizarse más veces
- Este sistema reticular celulado da a las estructuras un aspecto agradable de ligereza y esbeltez.
- El entrepiso plano por ambas caras le da un aspecto mucho más limpio a la estructura y permite aprovechar la altura real que hay de piso a techo para el paso de luz natural. La superficie para acabados presenta características óptimas para que el yeso se adhiera perfectamente, dejando una superficie lisa, sin ocasionar grietas.
- Permite la modulación con claros cada vez mayores, lo que significa una reducción considerable en el número de columnas.
- La construcción de este tipo de losa proporciona un aislamiento acústico y térmico.
- La ausencia de trabes a la vista elimina el falso plafón.
- Permite la presencia de voladizos de las losas, que alcanzan sin problema 3 y 4 metros.
- Mayor rigidez de los entrepisos, gran estabilidad a las cargas dinámicas, soporta cargas muy fuertes.
- Su aplicación es muy variada y flexible, bien puede utilizarse en edificios de pocos niveles, ó grandes edificaciones, para construcciones de índole público,

escuelas, centros comerciales, hospitales, oficinas, multifamiliares, bodegas, almacenes, construcciones industriales ó casas económicas en serie o residencias particulares

#### **4.1.3 Losa Aligerada**

Este otro sistema en su concepto es muy similar al primero, solo que aquí las vigas se colocan en un solo sentido, no se forman retículas, el aligerado se logra con elementos de espuma de poliestireno, las cuales se conocen con el nombre de bovedillas, tienen una ceja para apoyarse directamente en la base o patín de las viguetas. Las viguetas son prefabricadas y pueden venir coladas completamente, o con el alma abierta, lo cual es mucho mejor ya que garantiza que la losa trabaje monolíticamente, al igual que en caso anterior se les coloca también una capa de compresión de concreto reforzado con una malla electro soldada para evitar grietas por temperatura.

La principal ventaja de las losas aligeradas a base de vigueta y bovedilla, es que son auto soportables, lo que quiere decir que se elimina la cimbra de contacto, únicamente requieren de un apuntalamiento al centro de los claros, lo que las vuelve mucho más económicas y que puedan construirse mucho más rápido comparado con la losa reticular y la losa maciza, son una excelente opción para edificaciones con claros pequeños, como los de una casa habitación.

Su principal desventaja es que no funcionan muy bien para claros muy grandes, ya que empiezan a requerir viguetas de mucho peralte. Otra desventaja que más bien es funcional, es que a veces hacen ruidos durante el proceso de dilatación y contracción, estos ruidos son provocados por la bovedilla que cruje y como el área de bovedilla es mayor que en una losa reticular estos ruidos son más notorios, pero no representan de ninguna manera una falla estructural.

#### **4.3 Producto del Aporte**

Comparación Técnica –Económica de una losa reticular y una losa alivianada.

La losa que se va diseñar tiene una dimensión de 4,27 m y 4.07 m

Las cargas que se aplicaran a la losa serán de:

- Sobre carga muerta (acabados,pisos,cielo razo y demás)=120 kg/m<sup>2</sup>
- Carga de servicio (carga de uso)=300 kg/m<sup>2</sup>

- Peso específico del hormigón armado=2500 kg/m<sup>3</sup>

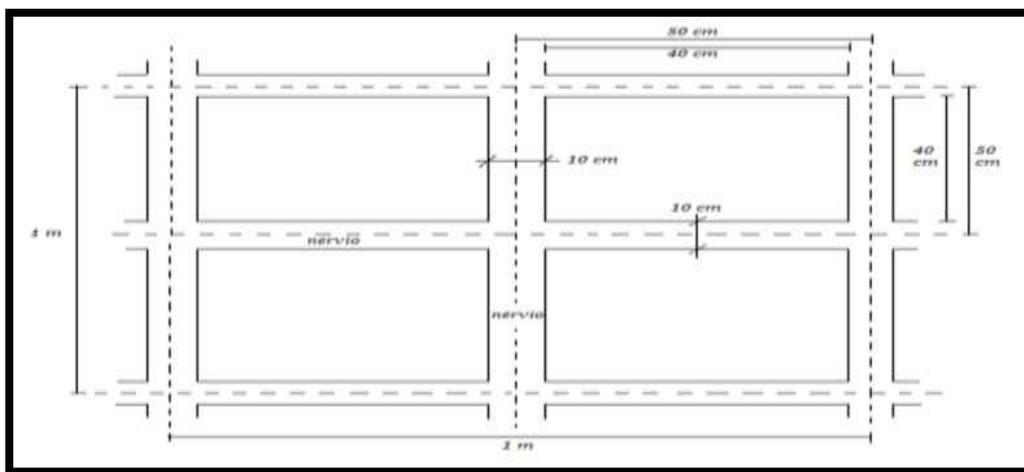
#### 4.3.1. Cálculo del peso propio de la losa reticular

La losa reticular está compuesta por una capa de compresión de 5 cm de espesor y nervios con una sección de 10 cm de base y una altura de 20 cm dispuestas cada 50 cm de eje a eje, y para los vacíos se utilizara bloques de poliéster con dimensiones de 40 cm por 40 cm con una altura de 20 cm con una densidad que varía entre 8 a 10 kg/m<sup>3</sup>.

$$P.P_{L.R} = \frac{(1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.25 \text{ m} - 4 * 0.4 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 0.20 \text{ m}) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}}{1 \text{ m}^2} = 305 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

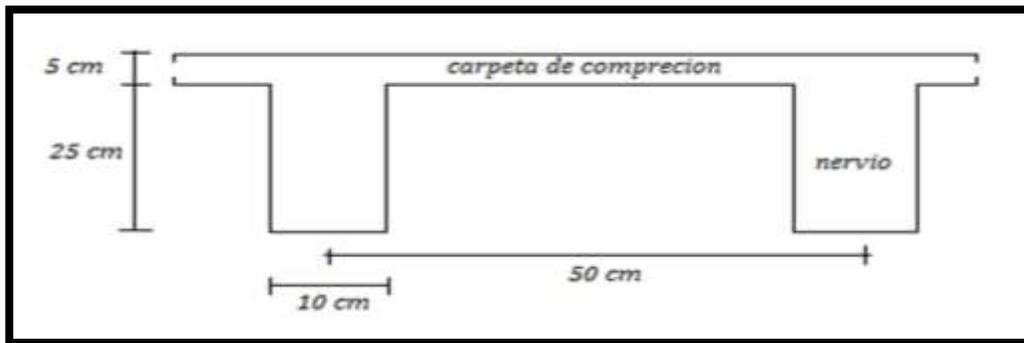
$$P.P_{BLOQUE POLIESTER} = \frac{(4 * 0.4 \text{ m} * 0.4 \text{ m} * 0.20 \text{ m}) * \gamma_{POLIESTER}}{1 \text{ m}^2} = 1.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P.T_{L.R} = P.P_{L.R} + P.P_{BLOQUE POLIESTER} = 306.28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



**Figura N°31.4** “Vista en Planta de Losa Reticular”

**Fuente:** Elaboración Propia



**Figura N°32.4** “Corte-Losa Reticular”

**Fuente:** Elaboración Propia

### 4.3.2 Cálculo de peso propio de losa alivianada

La losa alivianada consta de las siguientes dimensiones:



**Figura N°33.4** “Sección Tipo de la Vigueta”

**Fuente:** Sobopret

Paso entre viguetas [P] cm	Dimensiones			Tipo de complemento	Consumo de hormigón [m³ / m²]
	e [cm]	h [cm]	b [cm]		
60	5	10	53	10 x 53 x 130	0.054
50	5	10	43	10 x 43 x 130	0.055
60	5	12	53	12 x 53 x 130	0.057
50	5	12	43	12 x 43 x 130	0.059
60	5	15	53	15 x 53 x 130	0.063
50	5	15	43	15 x 43 x 130	0.066
60	5	20	53	20 x 53 x 130	0.077
50	5	20	43	20 x 43 x 130	0.082

**Figura N°34.4** “Propiedades Geométricas de la Vigueta”

**Fuente:** Sobopret

Momentos admisibles Kgm/m				
Capa compresión 5 cm.	Viguetas simples		Viguetas dobles	
SERIES	MOMENTOS ADMISIBLES Kgm/m			
0a	561	708	895	...
1a	803	1026	1278	...
2a	1089	1379	1721	...
3a	1192	1520	1887	...
4a	1362	1726	2160	2743
5a	1605	2046	2523	3233
6a	1859	2374	2910	3743
7a	2001	2553	3101	4021
8a	2349	3011	3106	4504
9a	2603	3340	3114	4514

Figura N° 35.4 “Momentos Admisibles”

Fuente: Prear

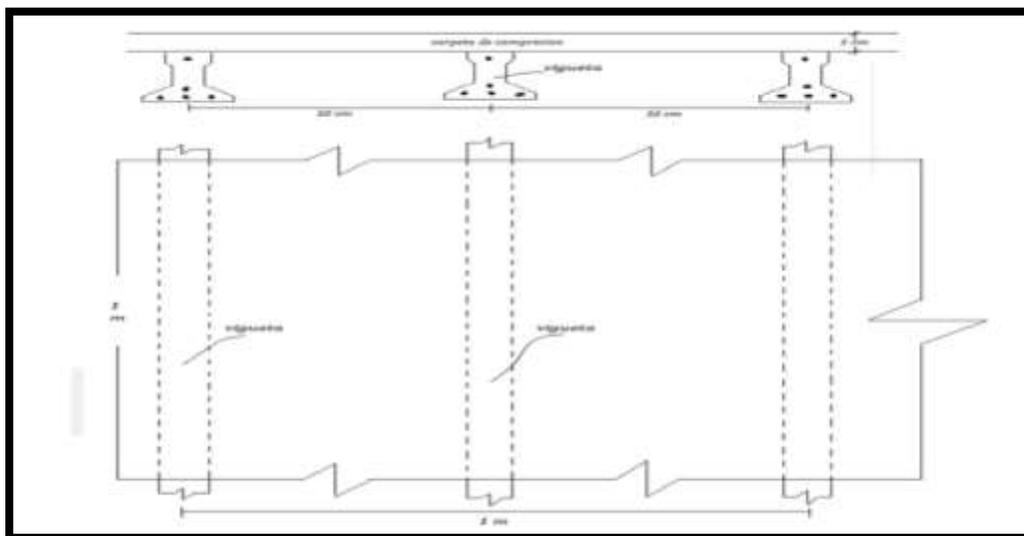
Las viguetas están distribuidas del lado más corto de la losa de manera longitudinal, con una separación de eje a eje de 50 cm, la carpeta de compresión tendrá una altura de 5 cm y se utilizara bloques de poliéster para ocupar los espacios vacíos con una densidad que varía de 810 kg/m<sup>3</sup>.

$$P.P_{LA} = \frac{(1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.05 \text{ m} + 2 * 1 \text{ m} * 0.007955 \text{ m}) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}}{1 \text{ m}^2} = 164.78 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P.P_{POL.} = \frac{(0.2 \text{ m} * 1 \text{ m}^2 - (2 * 1 \text{ m} * 0.007955 \text{ m}^2 + 1 \text{ m}^2 * 0.05)) * \gamma_{POL.}}{1 \text{ m}^2}$$

$$= 1.341 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P.T_{LA} = P.P_{LA} + P.P_{POL.} = 166.121 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



**Figura N°36.4** “Sección en Planta y Corte Losa Alivianada”

**Fuente:** Elaboración Propia

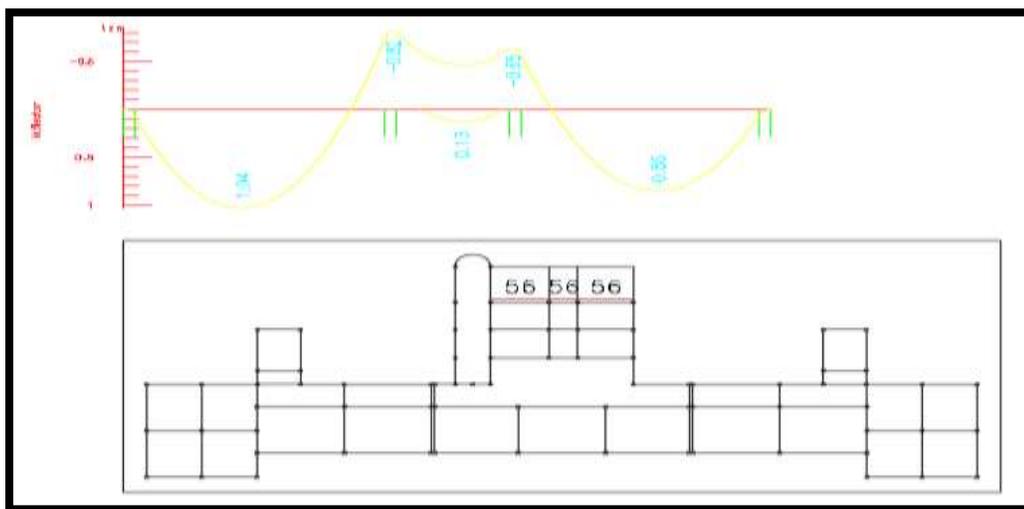
**“ANÁLISIS DE LOSAS ALIVIANADAS”**

**LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADA:**

**VERIFICACION DE VIFUETAS PRETENSADAS COMPLEMENTO PLASTOFORM**

**LOSA PRIMER PISO (nivel + 3,60)**

**Determinación de la ARMADURA NEGATIVA Y POSITIVA entre Pórticos 37-39**



**Figura N° 37.4** “Momentos Negativos de pórticos”

**Fuente:** Cypecad.

**DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA NEGATIVA ENTRE PÓRTICOS  
APOYO 1 PORTICO 37 TRAMO DE VIGA 42**

**DATOS**

$f_{ck} =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk} =$	5000	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	166,67	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	4347,83	kg/cm <sup>2</sup>
$\Rightarrow M_d =$	65000	kg*cm
$h =$	20	cm
$b_w =$	50	cm
$d_1 =$	1	cm
$d =$	19	cm

Obtenido del Programa

**Determinación de momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = 0,02$$

**Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) valor extraído de Cuadro N°20**

Con  $\mu_d =$        $\rightarrow$        $w_s = 0,0205$

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad 0,75 \text{ cm}^2$$

$w_{smin} =$	0,0015		
$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$	1,43	$\text{cm}^2$	

$$A_{s1} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**Determinación de barras a usar**

$$n = \frac{A_s}{A_n} \quad 1,80 \quad 2,00 \quad \text{Barras}$$

$$\text{esp} = 25,00 \quad 25,00 \quad \text{cm}$$

2Φ10 C/25

**DETERMINACIÓN DE LA ARMADURA POSITIVA ENTRE PÓRTICOS**

**APOYO 2 PÓRTICO 39 TRAMO DE VIGA 27**

**DATOS**

$f_{ck} =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yk} =$	5000	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	166,67	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	4347,83	kg/cm <sup>2</sup>
$\Rightarrow M_d =$	82000	kg*cm
$h =$	20	cm
$b_w =$	50	cm
$d_1 =$	1	cm
$d =$	19	cm

Obtenido del Programa

**Determinación de momento reducido de cálculo: ( $\mu_d$ )**

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_d = 0,03$$

**Determinación de la cuantía mecánica: ( $W_s$ ) valor extraído de Cuadro N°20**

Con  $\mu_d =$              $\rightarrow$          $w_s = 0.031$

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad 1,13 \text{ cm}^2$$

$w_{smin} =$	0,0015		
$A_{smin} = w_{smin} \cdot b_w \cdot d$	1,425	$\text{cm}^2$	

$$A_{s1} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**Determinación de barras a usar**

$$n = \frac{A_s}{A_n} \quad 1,80 \quad 2,00 \quad \text{Barras}$$

$$\text{esp} = 25,00 \quad 25,00 \quad \text{cm}$$

2Φ10C/25

### Verificación del Momento Positivo

$M_{cal} = 1731 \text{ kg}\cdot\text{m}$  (Cypecad)  
 $M_{adm} = 1826 \text{ kg}\cdot\text{m}$  Revista Fabricante

**1731 < 1826 CUMPLE**

### Acero de refuerzo en losa de compresión

$h = 5 \text{ cm}$  Espesor de la losa de compresión  
 $f_{yd} = 4347,83 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia de cálculo del acero

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

1,5  $\geq$  0,0575  $\geq$  0,046 **CUMPLE**

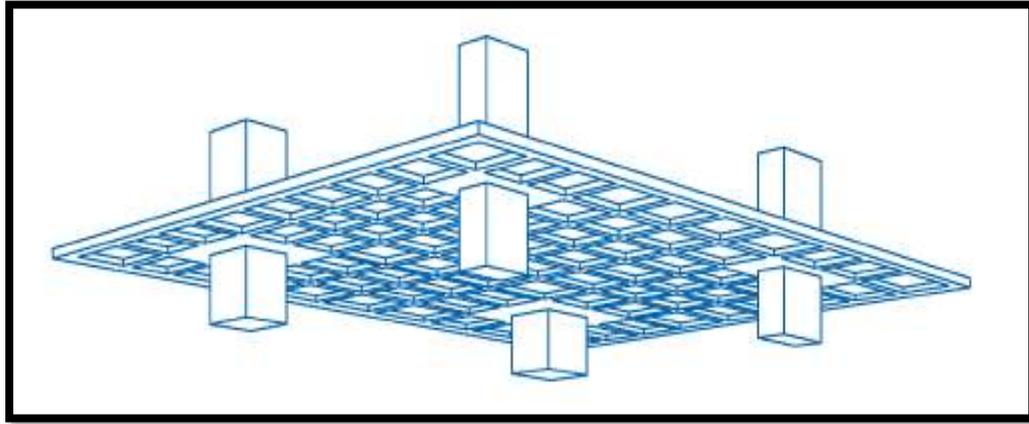
$n = \frac{A_s}{A_n} = 5,00$  Barras

esp = 10 cm

**5Φ6C/10**

**formado una armadura tipo malla**

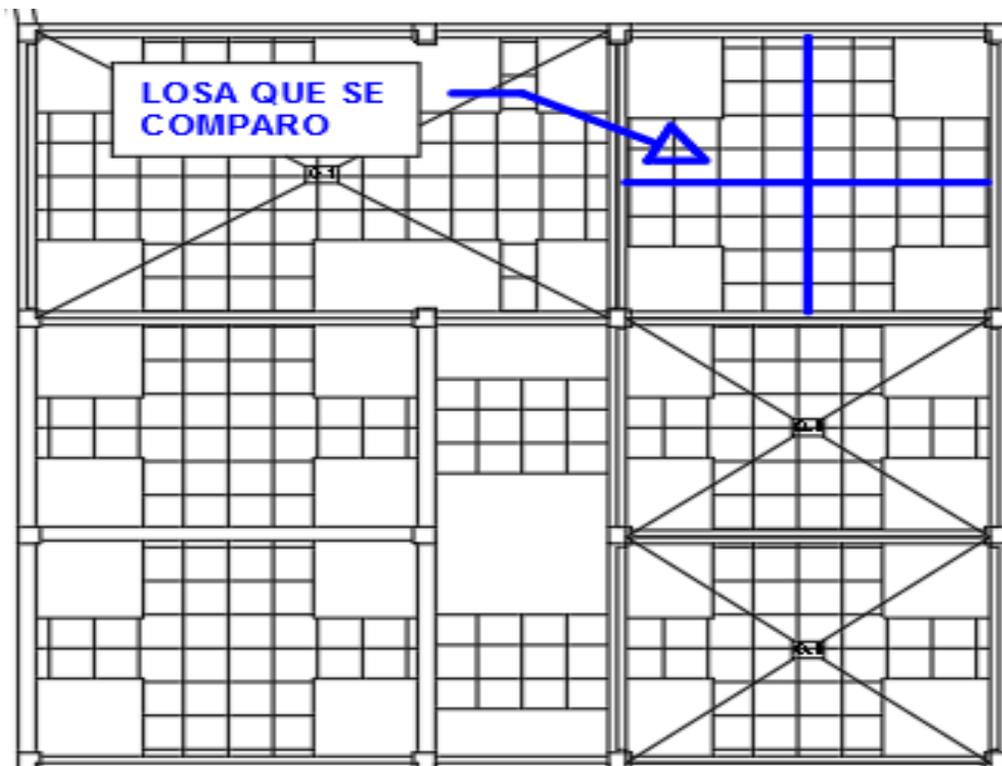
**LOSA ALIVIANADA RETICULAR:**



**Figura N° 38.4** “Representación Gráfica Losa Reticular”

**Fuente:** Manual de Estructuras

**GEOMETRÍA DE LA LOSA**



La figura representa un forjado reticular de una unidad educativa con luces de



4.27x4.47 metros con nervios de 10 cm de espesor y entre ejes de 50 cm.

- *Las acciones a considerar serán:*

Peso Propio	A determinar
Cargas muertas	120Kg/m <sup>2</sup> pavimento
Sobrecarga de uso	300Kg/m <sup>2</sup> uso colegio

- *Los coeficientes de ponderación de las acciones serán:*  
 Coeficiente de seguridad sobre acciones permanentes  $\gamma_f = 1,35$   
 Coeficiente de seguridad sobre acciones variables  $\gamma_f = 1,5$
- *Los materiales a emplear serán:*

Acero B500S  $\gamma_s = 1.15$

Hormigón HA-25/B/20/I  $\gamma_c = 1.50$

### **PREDIMENSIONADO DEL FORJADO**

Según la tabla del artículo 50 de la EHE 08 la relación  $L/d$  debe ser inferior a 23 para no tener que comprobar el estado de deformaciones.

La luz mayor es de 447 cm, luego si:

$$L/d < 23 \quad \Leftrightarrow \quad L/23 < d$$

$$d > 447/23 > 19.43 \text{ cm}$$

a este valor del canto útil para determinar el canto del forjado habrá que sumarlo medio diámetro de las barras de armado y el recubrimiento.

Respecto al diámetro de las barras, dadas las luces podemos pensar en que algunos refuerzos deberán ser de diámetro 12 mm.

En cuanto al recubrimiento nos encontramos en un ambiente protegido tipo I, el recubrimiento será de 20 mm. Por tanto el canto mínimo del forjado será  $19.43 + 0.6 + 2 = 22.05$  cm constructivamente consideramos un canto de 25 cm.

### **Predimensionado ancho mínimo:**

Se consideró un ancho de nervio de 100 mm dado que el elemento aligerante sirve de recubrimiento.

#### **Tabla de predimensionamiento:**

Capa de compresión	50 mm
Ancho de nervio	100 mm
recubrimiento	20 mm
Intereje	500 mm

Criterios de distribución de momentos en la placa La distribución de momentos debidos a cargas verticales en la secciones críticas, apoyos y vano, a lo largo de la placa, obtenidos según los procedimientos indicado en método directo.

Se realizara de acuerdo con los criterios definidos en las tablas 22.4.5.a y b.

**Tabla 22.4.5.a**

Momentos negativos	En soporte interior	En soporte exterior
Banda de soportes	75%	100%
Banda central	25%	20%

**Tabla 22.4.5.b**

Momentos positivos	En ambos casos
Banda de soportes	60%
Banda central	40%

### CÁLCULO DE LOS REFUERZOS

#### Cargas permanentes:

Peso Propio	306,28	kg/m <sup>2</sup>	3,00	KN/m <sup>2</sup>
Revestimiento	120	kg/m <sup>2</sup>	1,18	KN/m <sup>2</sup>
<b>Total cargas</b>				
<b>Permanentes:</b>	(3,00+1,2)*1,35=		<b>5,64</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

#### Sobrecarga de Uso:

$$2,94 \text{ kN/m}^2 * 1,5 = \mathbf{4,41 \text{ kN/m}^2}$$

**TOTAL: 10,05 kN/m<sup>2</sup>**

#### CÁLCULO DE MOMENTO ISOSTÁTICO EN DIRECCIÓN "X"

$$M_o = \frac{(g_d + q_d) \cdot l_p \cdot l_1^2}{8} = 102,42 \text{ kN*m}$$

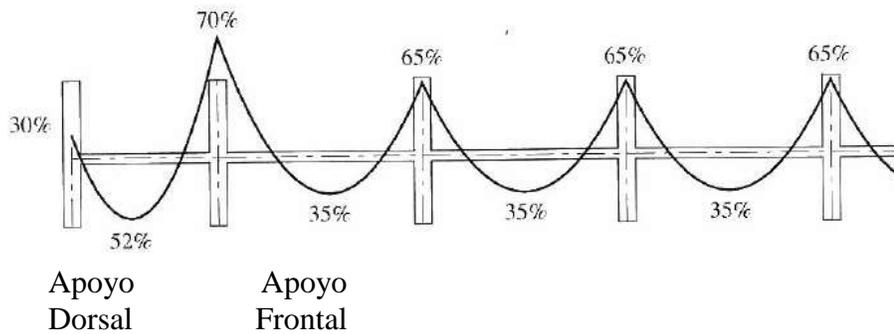
#### Vano Extremo:

#### Reparto de Mo en Apoyos y centros de vano

Tabla 22.4.3.2

	Caso A	Caso B	Caso C
Momento negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
Momento positivo en vano	52%	63%	35%
Momento negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

En el vano extremo estamos en el Caso A.



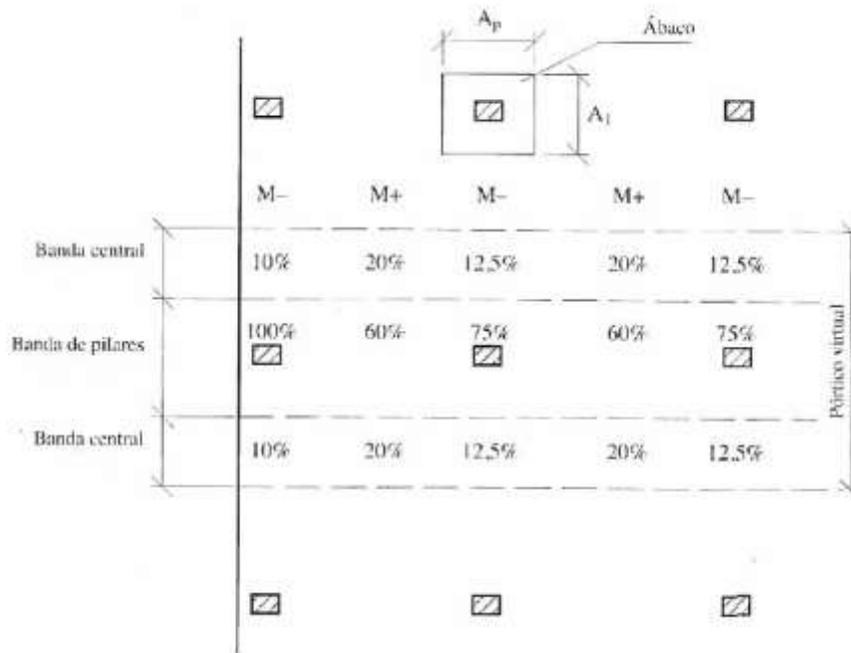
*VANO EXTREMO*

### Reparto del momento isostático

Momento negativo en el apoyo dorsal:  $0,30 \cdot 102,42 = 30,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento positivo en el vano:  $0,52 \cdot 102,42 = 53,26 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento negativo en el apoyo frontal:  $0,70 \cdot 102,42 = 71,70 \text{ kN}\cdot\text{m}$



### Expresión gráfica de los valores de la tabla

#### Reparto en banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 1 \cdot 30,73 = 30,73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 0,20 \cdot 30,73 = 6,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Centro del vano (momentos positivos):

$$\text{Banda de pilares } 0,60 \cdot 53,26 = 31,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 0,4 \cdot 53,26 = 21,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 0,75 \cdot 71,70 = 53,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 0,25 \cdot 71,70 = 17,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Reparto por nervio en cada banda

Puesto que cada pórtico la banda de pilares (2.23 metros de ancho) se encuentra entre dos mitades de banda central (1,12 metros cada mitad) los esfuerzos por nervio son:

Apoyo dorsal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 30,73 \cdot 0,85 / 2,23 = 11,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 6,15 \cdot 0,85 / (1,12 + 1,12) = 2,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Centro del vano (momentos positivos):

$$\text{Banda de pilares } 31,96 \cdot 0,85 / 2,23 = 12,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 21,30 \cdot 0,85 / (1,12 + 1,12) = 8,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 57,77 \cdot 0,85 / 2,23 = 20,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 17,92 \cdot 0,85 / (1,12 + 1,12) = 6,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Dimensionamiento de armadura

A partir del momento, basándonos en el Anexo 7 de la EHE 08 para flexión simple, obtenemos:

Apoyo dorsal. Banda de pilares.

$$M_d: \quad 11,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad 14,17 \text{ N/mm}^2$$

d=250-(20 recubrimiento +12 medio diámetro barra longitudinal + 8 diámetro barra transversal)

$$d = 210 \text{ mm} \\ \mathbf{21 \text{ cm}}$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad 1487500 \text{ N} \quad \mathbf{1487,5 \quad KN}$$

Primer, comprobaremos que el momento frontera es superior a nuestro momento.

$$X_l = 0,625 \cdot d \quad 0,131 \text{ m}$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot X_l \left(1 - 0,4 \cdot \frac{X_l}{d}\right) = 117,14 \text{ kN*m}$$

Por lo tanto:

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}}\right) = 56,86 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 1,31 \text{ cm}^2$$

**2Φ10 mm**

Centro del vano. Banda de pilares.

$$M_d: \quad 12,18 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Primero, comprobaremos que  $h_o$  es menor que  $0,8 X_f$

$$X_l = 0,625 \cdot d = 0,131 \text{ m}; \quad 0,131 \cdot 0,8 = 0,105$$

$0,05 < 0,105$  A continuación comprobamos que:

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

$$U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o) = 65,52 \text{ kN*m}$$

Por lo que procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 59,18 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 1,36 \text{ cm}^2$$

**2Φ10 mm**

Apoyo frontal. Banda de pilares.

Md: 20,50 kN\*m

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d = 1487500 \text{ N} \quad 1487,50 \text{ KN}$$

Puesto que el momento frontera es mayor a nuestro momento, como hemos

Comprobado anteriormente:

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 101,03 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2,32 \text{ cm}^2$$

**2Φ12 mm**

Apoyo dorsal. Banda central.

Md: 2,33 kN\*m

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 11,15 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Centro del vano. Banda central.

$$M_d: \quad 8,08 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ kN}$$

$$U_{Ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 X

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 39,01 \text{ kN}$$

$$0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} =$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal. Banda central.

$$M_d: \quad 6,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \quad 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} = f_{cd} \cdot b \cdot h_o = \quad 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ kN}$$

$$U_{Ta} = f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = \quad 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = \quad 32,75 \text{ kN}$$

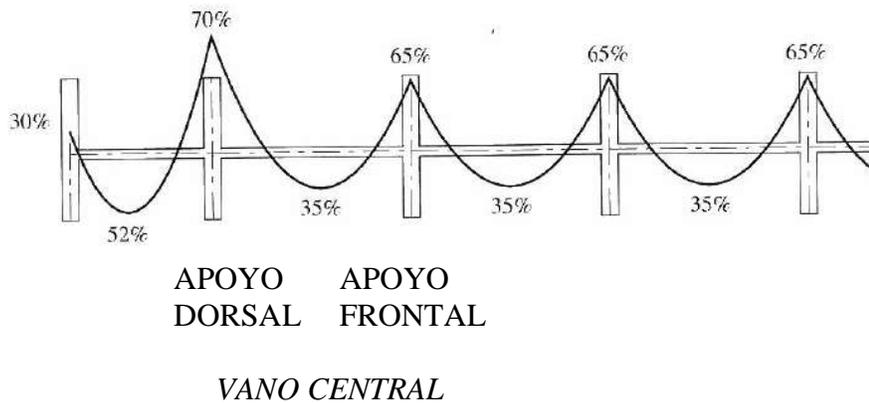
$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \quad 0,75 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

**Vano Central:**

**Reparto de Mo en apoyos y centro de vano**

En el vano extremo estamos en el Caso C.



### Reparto del momento isostático en vano central

Momento positivo en el segundo vano:  $0,35 \cdot 102,42 = 35,85 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momento negativo en apoyo frontal del segundo vano:  $0,65 \cdot 102,42 = 66,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$

\*El momento dorsal de este vano, está calculado anteriormente como momento frontal del vano anterior.

### Reparto de banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos):

o Calculo anteriormente.

Centro del segundo vano (momentos positivos):

Banda de pilares  $0,6 \cdot 35,85 = 21,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Banda central  $0,4 \cdot 35,85 = 14,34 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

Banda de pilares  $0,75 \cdot 66,57 = 49,93 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Banda central  $0,25 \cdot 66,57 = 16,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$

### Reparto por nervio en cada banda

Puesto que en cada pórtico la banda de pilares (2,23 metros de ancho) se

encuentra entre dos mitades de banda central (1,12 metros cada mitad) los esfuerzos por nervios son:

Apoyo dorsal:

Calculado anteriormente.

Centro del segundo vano:

$$\text{Banda de pilares } 21,51 \cdot 0,85 / 2,23 = 8,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 14,34 \cdot 0,85 / (1,12 + 1,12) = 5,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 49,93 \cdot 0,85 / 2,23 = 19,03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Banda central } 16,64 \cdot 0,85 / (1,12 + 1,12) = 6,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Dimensionamiento de armadura

A partir del momento, basándonos en el Anexo 7 de la EHE 08 para flexión simple obtenemos:

Centro del segundo vano. Banda de pilares.

$$M_d: 8,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que  $h_o$  es menor que  $0,8 X_f$

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2} = 0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 39,57 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,91 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal del segundo vano. Banda de pilares.

$$M_d: 19,03 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que  $h_o$  es menor que  $0,8 X_f$

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 93,57 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 2,15 \text{ cm}^2$$

**2Φ12 mm**

Centro del segundo vano. Banda central.

$$M_d: 5,44 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_o = \frac{354166,6}{7} \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta} \cdot f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = \frac{283333,3}{3} \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 26,14 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,60 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal del segundo vano. Banda central.

$$M_d: \quad 6,32 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta} \cdot f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 30,38 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,70 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

### CÁLCULO DEL MOMENTO ISOSTÁTICO EN LA DIRECCIÓN “Y”

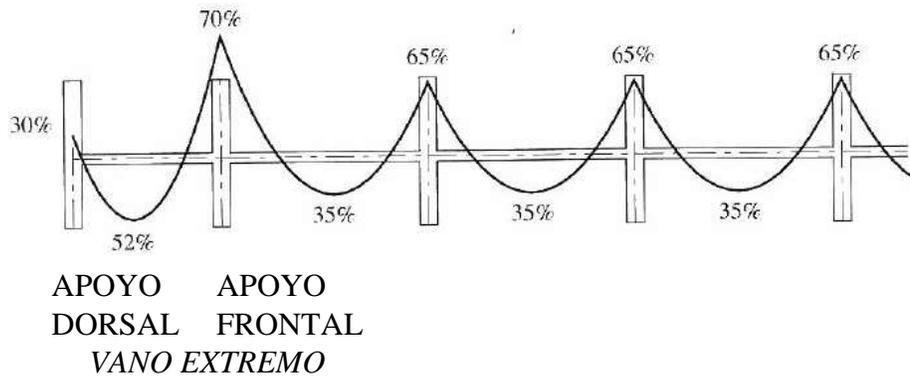
$$M_o = \frac{(g_d + q_d) \cdot l_p \cdot l_1^2}{8} = 107,22 \text{ kN*m}$$

**Vano extremo:**

**Reparto de Mo en apoyos y centro de vano**

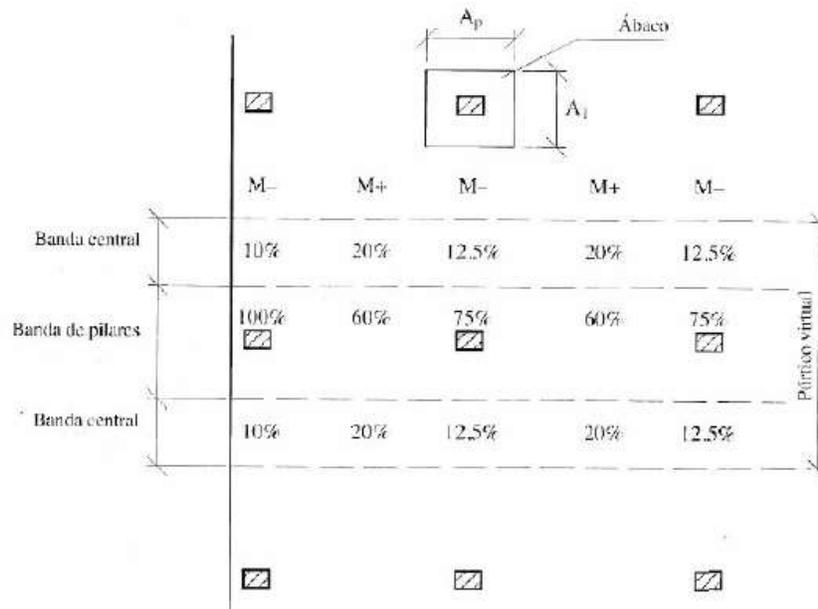
	Caso A	Caso B	Caso C
Momento negativo en apoyo exterior	30%	0%	65%
Momento positivo en vano	52%	63%	35%
Momento negativo en apoyo interior	70%	75%	65%

En el vano extremo estamos en el Caso A.



### Reparto del momento isostático

Momento negativo en el poyo dorsal:  $0,30 \cdot 107,22 = 32,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 Momento en el vano:  $0,52 \cdot 107,22 = 55,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 Momento negativo en el poyo frontal:  $0,70 \cdot 107,22 = 75,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$



### Reparto de banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos):

Banda de pilares  $1 \cdot 32,17 = 32,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 Banda central  $0,20 \cdot 32,17 = 6,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Centro del vano (momentos positivos):

$$\text{Banda de pilares } 0,6 * 55,75 = 33,45 \text{ kN*m}$$

$$\text{Banda central } 0,4 * 55,75 = 22,30 \text{ kN*m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 0,75 * 75,05 = 56,29 \text{ kN*m}$$

$$\text{Banda central } 0,25 * 75,05 = 18,76 \text{ kN*m}$$

### Reparto por nervio en cada banda

Puesto que en cada p3rtico la banda de pilares (2,14 metros de ancho) se encuentra entre dos mitades de banda central (1,07 metros cada mitad) los esfuerzos por nervios son:

Apoyo dorsal: (momentos negativos)

$$\text{Banda de pilares } 32,17 * 0,85 / 2,14 = 12,78 \text{ kN*m}$$

$$\text{Banda central } 6,43 * 0,85 / (1,07 + 1,07) = 2,56 \text{ kN*m}$$

Centro del vano (momentos positivos):

$$\text{Banda de pilares } 33,96 * 0,85 / 2,14 = 13,29 \text{ kN*m}$$

$$\text{Banda central } 22,30 * 0,85 / (1,07 + 1,07) = 8,86 \text{ kN*m}$$

Apoyo frontal (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 56,29 * 0,85 / 2,14 = 22,36 \text{ kN*m}$$

$$\text{Banda central } 22,92 * 0,85 / (1,07 + 1,07) = 7,45 \text{ kN*m}$$

### Dimensionamiento de armadura

A partir del momento, bas3ndonos en el anexo de la EHE 08 para flexi3n simple, obtenemos:

Apoyo dorsal. Banda de pilares.

$$\text{Md: } 12,78 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_o: f_{cd} \cdot b \cdot d = 1487500 \text{ N} \quad \mathbf{1487,50 \text{ KN}}$$

Primero, comprobaremos que el momento frontera es superior a nuestro momento.

$$X_l = 0,625 \cdot d = 0,131 \text{ m}$$

$$M_f = 0,8 \cdot U_o \cdot X_l \left(1 - 0,4 \cdot \frac{X_l}{d}\right) = 117,14 \text{ kN*m}$$

Por lo tanto:

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}}\right) = 62,14 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 1,43 \text{ cm}^2$$

**2Φ10 mm**

Centro del vano. Banda de pilares.

$$M_d: 13,29 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Primero, comprobaremos que ho es menor que 0,8 Xf

$$0,131 \text{ m}; \quad 0,131 \cdot 0,8 = 0,105$$

$$X_l = 0,625 \cdot d =$$

0,05 < 0,1058 A continuación comprobamos que:

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

$$U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o) = \quad \mathbf{65,52 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

**Por lo que procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior**

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = \quad 64,68 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \quad 1,49 \text{ cm}^2$$

**2Φ10 mm**

Apoyo frontal. Banda de pilares.

$$M_d: \quad 22,36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: \mathbf{0,85} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \quad 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_o: f_{cd} \cdot b \cdot d = \quad 1487500 \text{ N} \quad \mathbf{1487,50 \text{ KN}}$$

Puesto que el momento frontera es mayor a nuestro momento, como hemos comprobado anteriormente:

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = \quad 110,58 \text{ KN}$$

$$2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} =$$

**2Φ12 mm**

Apoyo dorsal. Banda central.

$$M_d: \quad 2,56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \quad 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = \quad 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = \quad 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que  $h_o$  es menor que  $0,8 X_f$

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = \quad 12,22 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = \quad 0,28 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Centro del vano. Banda central.

$$M_d: \quad 8,86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \quad 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = \quad 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = \quad 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 42,80 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,98 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal. Banda central.

$$M_d: 7,45 \text{ kN*m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que ho es menor que 0,8 Xf

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 35,92 \text{ KN}$$

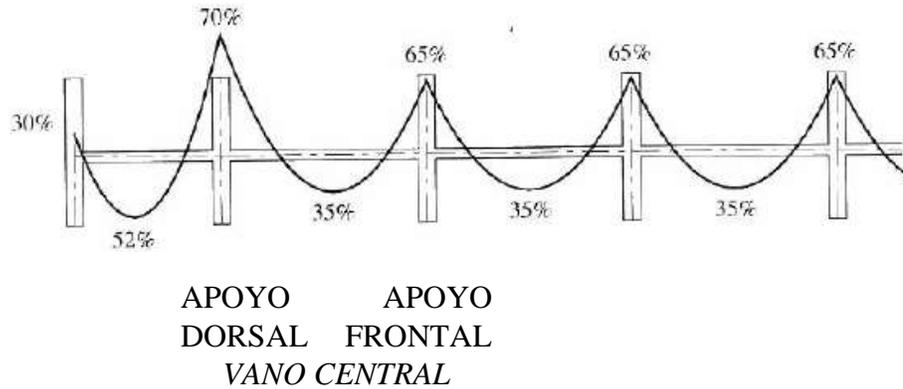
$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,83 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

## Vano central.

### Reparto de $M_o$ en apoyos y centro de vano

En el vano central estamos en el Caso C.



### Reparto del momento isostático en vano central

Momento positivo en el segundo vano:  $0,35 \cdot 107,22 = 37,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Momento negativo en apoyo frontal del segundo vano:  $0,65 \cdot 107,22 = 69,69 \text{ KN} \cdot \text{m}$

\*El momento dorsal de este vano, está calculado anteriormente como momento frontal del vano anterior.

### Reparto de banda central y banda de pilares

Apoyo dorsal (momentos negativos):

Calculado anteriormente.

Centro del segundo vano (momentos positivos):

Banda de pilares  $0,6 \cdot 37,53 = 22,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Banda central  $0,4 \cdot 37,53 = 15,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 0,75 \cdot 69,69 = 69,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Banda central } 0,25 \cdot 69,69 = 17,42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Reparto por nervios en cada banda

Puesto que en cada pórtico la banda de pilares (2,14 metros de ancho) se encuentra entre dos mitades de banda central (1,07 metros cada mitad) los esfuerzos por nervios son:

Apoyo dorsal:

Calculo anteriormente.

Centro del segundo vano:

$$\text{Banda de pilares } 22,52 \cdot 0,85 / 2,14 = 8,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Banda central } 15,01 \cdot 0,85 / (1,07 + 1,07) = 5,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

$$\text{Banda de pilares } 69,69 \cdot 0,85 / 2,14 = 27,68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Banda central } 17,42 \cdot 0,85 / (1,07 + 1,07) = 6,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Dimensionamiento de armadura

A partir del momento, basándonos en el anexo de la EHE 08 para flexión simple, obtenemos:

Centro del segundo vano. Banda de pilares.

$$M_d: \quad 8,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$f_{cd}: 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ N/mm}^2$$

$$U_{TC}: f_{cd} \cdot b \cdot h_o = 354166,67 \text{ N} \quad 354,17 \text{ KN}$$

$$U_{Ta}: f_{cd} \cdot (b - b_o) \cdot h_o = 283333,33 \text{ N} \quad 283,33 \text{ KN}$$

Como ya hemos comprobado que  $h_o$  es menor que  $0,8 X_f$

$$M_d \leq U_{TC} \cdot (d - 0,5h_o)$$

Procedemos a dimensionar igual que en el caso anterior

$$U_{s2}=0$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 43,22 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,99 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal del segundo vano. Banda de pilares.

$$M_d: 27,68 \text{ kN*m}$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 138,24 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 3,18 \text{ cm}^2$$

**2Φ12 mm**

Centro del segundo vano. Banda central.

$$M_d: 5,96 \text{ kN*m}$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 28,67 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,66 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

Apoyo frontal del segundo vano. Banda central.

$$M_d: \quad 6,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$U_{s1} = U_o \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_d}{U_o \cdot d}} \right) = 33,33 \text{ KN}$$

$$A_{s1} = \frac{U_{s1}}{f_{yd}} = 0,77 \text{ cm}^2$$

**2Φ8 mm**

### **CÁLCULO DE CORTANTE EN NERVIOS**

Aunque es usual dar a los ábacos una dimensión entre 1/6 y 1/5 de la luz, en el plano adjunto tenemos las dimensiones de los ábacos reales.

A continuación vamos a estudiar el cortante en los nervios que concluyen en el pilar ya que es el ábaco donde menos nervios acometen, 3 por cada cara, en total 6.

$$V_d = (g_d \cdot q_d) \cdot (l_1 \cdot l_p - A_p \cdot A_1) = 171,53 \text{ KN}$$

Donde  $A_p$  y  $A_1$  son las dimensiones del ábaco.

$$\text{El cortante por nervio será } 171,53/6 = 28,59 \text{ KN}$$

$$\text{La colaboración del hormigón será: } V_{cu} = \frac{0,15}{\gamma_c} \varepsilon (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_o d$$

$$\varepsilon = \left( 1 + \sqrt{200/d} \right) = 1,98 < 2 \quad \text{Siendo } d \text{ el canto útil en milímetros}$$

$\rho$  es la cuantía geométrica de tracción, es decir la armadura de negativos en el punto a considerar, en el sentido "X" disponemos **2 Ø 8**

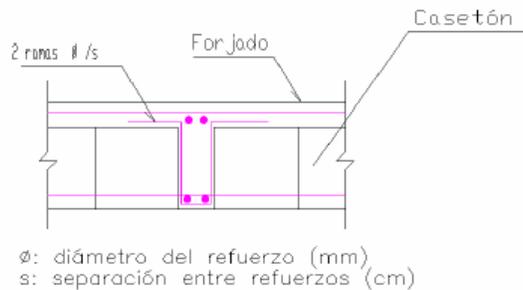
$$\rho = \frac{A_s + A_p}{b_o \cdot d} = 0,033$$

Valor que representa la colaboración del hormigón, el

$V_{cu} = 17,99 \text{ KN}$  deberá absorber la diferencia hasta el corte.

$V_{su} = V_d - V_{cu} = 10,60 \text{ KN}$

DETALLE DE REFUERZO DE CORTANTE EN NERVIOS



La figura representa una sección del nervio con armado a cortante mediante dos ramas, los elementos de refuerzos (aviones en el argot) sirven para situar correctamente el armado inferior sin necesidad de separadores.

**COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO. Artículo 46 EHE 08**

La superficie o área crítica se define a una distancia igual a  $2d$  desde el perímetro del soporte, siendo  $d$  el canto útil de la losa, calculado como la semisuma de los cantos útiles correspondientes a los armados en dos direcciones ortogonales.

*Al disponer el armado en dos direcciones el canto útil en uno y otro sentido diferirá en el diámetro de las barras empleadas en el otro sentido, como hemos visto a la hora de calcular el canto útil a lo largo del ejercicio.*

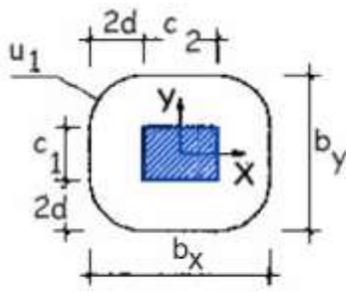


Figura 46.2.a

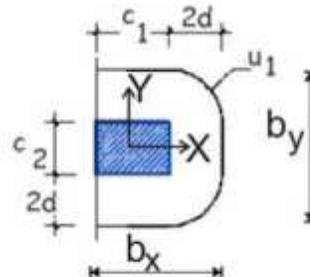


Figura 46.2.b

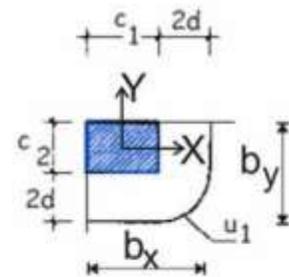


Figura 46.2.c

El área crítica se calcula como el producto del perímetro crítico  $U_1$  por el canto útil  $d$ .

La determinación del perímetro crítico  $U_1$  se realiza según las figuras representadas para pilares interiores, de borde o de esquina según dibujo.

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

donde el primer término es la tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{U_1 d}$$

$F_{sd,ef}$  es el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte.

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} \quad \text{Simplificadamente}$$

$\beta = 1.15$  para pilares interiores

$\beta = 1.40$  en soportes de borde

$\beta = 1.50$  en soportes de esquina

$F_{sd}$  es el esfuerzo de punzonamiento de cálculo

$U_1$  es el perímetro crítico definido anteriormente es el canto útil de la losa

$\tau_{rd}$  es la tensión máxima resistente en el perímetro crítico

$f_{cv}$  es la resistencia efectiva del hormigón a cortante en  $N/mm^2$

de valor  $15 N/mm^2$  en caso de control indirecto del hormigón

$f_{cv} = f_{ck}$  resistencia a compresión del hormigón  $< 60 N/mm^2$

$$\rho = \sqrt{(\rho_x \rho_y)} \leq 0,02$$

En nuestro ejercicio para el pilar 66

$$U_1 = (250 \cdot 2 + 2\pi \cdot 2 \cdot 210) = 3138,94 \text{ mm}^2$$

$$\beta = 1,50$$

$$F_{sd} = 171,53 \text{ KN}$$

$$\tau_{sd} = \frac{171530 \cdot 1,50}{3138,94 \cdot 210} = \quad \quad \quad \mathbf{0,39 \text{ N/mm}^2}$$

$$\rho_x = \frac{1 + 1,01}{10 \cdot 21} = \quad \quad \quad 0,010$$

$$\rho_y = \frac{1 + 1,01}{10 \cdot 21} = \quad \quad \quad 0,010$$

$$\rho = \quad \quad \quad 0,010$$

$\tau_{rd} = 0,58 \text{ N/mm}^2$  **Por lo que no será necesaria armadura de punzonamiento**

### **Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado:**

Para absorber esfuerzos generados en el concreto de la losa de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de la figuración, se puede utilizar una malla electrosoldada con esfuerzos de fluencia  $F_y = 49,05 \text{ kN/cm}^2$ , requiriéndose la siguiente armadura mínima en las dos direcciones:

$$\rho_{\min} = \quad \quad \quad 0,0015$$

$$A_{S_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$A_{S_{\min}} = (0,0015) (100 \text{ cm}) (21 \text{ cm}) = \quad \quad \quad \mathbf{3,15 \text{ cm}^2} \quad \quad \quad \mathbf{\text{Por metro de ancho}}$$

$$n = \frac{A_s}{A_n} =$$

11,00 Barras

esp= 9,00 cm

**11Φ6C/10**

**RESUMEN DEL APORTE ACADÉMICO  
TECNICAMENTE**

**LOSA ALIVIANADA CON VIGUETA PRETENSADA**

<b>DETERMINACIÓN DE ARMADURA NEGATIVA</b>						
<i>SECCION</i>		$M_d (\pm)$	$\mu_d$	$A_s$	$A_{smin}$	<i>ARMADO</i>
$h(cm)$	$b_w(cm)$	$(kg*cm)$		$cm^2$	$cm^2$	
20	50	65000	0.02	0.75	1.43	2Φ10 mm
<b>DETERMINACION DE ARMADURA POSITIVA</b>						
20	50	82000	0.03	1.13	1.43	2Φ10 mm

**VERIFICACIÓN DEL MOMENTO POSITIVO**

$$M_{cal} < M_{adm}$$

$$1731 < 1826 \quad \text{CUMPLE....!}$$

**ACERO DE REFUERZO EN LOSA DE COMPRESIÓN**

**5Φ6C/10 Formado una armadura tipo malla.**

**LOSA ALIVIANADA RETICULAR**

**CÁLCULO DEL MOMENTO ISOSTÁTICO EN LA DIRECCIÓN “X”**

**Vano extremo:**

**Reparto de Mo en apoyos y centro de vano**

**Reparto del momento isostático**

Momento negativo en el poyo dorsal: 30,73 KN\*m

Momento en el vano: 53.26 KN\*m

Momento negativo en el poyo frontal: 71,70 KN\*m

**Reparto de banda central y banda de pilares**

Apoyo dorsal (momentos negativos):

Banda de pilares: 30,73 KN\*m

Banda central: 6,15 KN\*m

Centro del vano (momentos positivos):

Banda de pilares: 31,96 kN\*m

Banda central: 21,30 kN\*m

Apoyo frontal (momentos negativos):

Banda de pilares: 53,77 kN\*m

Banda central: 17,92 kN\*m

**Reparto por nervio en cada banda**

Apoyo dorsal: (momentos negativos)

Banda de pilares: 11,71 kN\*m

Banda central: 2,33 kN\*m

Centro del vano (momentos positivos):

Banda de pilares: 12,18 kN\*m

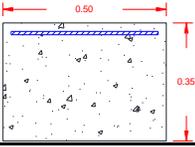
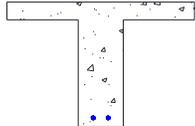
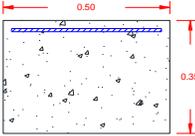
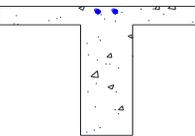
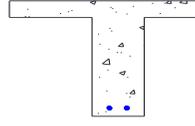
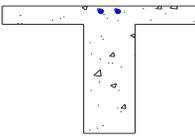
Banda central: 8,08 kN\*m

Apoyo frontal (momentos negativos):

Banda de pilares: 20,50 kN\*m

Banda central: 6,80 kN\*m

<b>Dimensionamiento de Armadura</b>			
	Momento (kN*m)	As " Calculo" (cm2)	Armadura (mm)

Apoyos dorsal Banda de Pilares	-11,71 kN*m	1,31	2010 mm
			
Centro Vano, Banda de pilares	12,18 kN*m	1,36	2010 mm
			
Apoyo frontal Banda de pilares	-20,50 kN*m	2,32	2012 mm
			
Apoyos dorsal Banda Central	-2,33 kN*m	0,26	208 mm
			
Centro del Vano, Banda central	8,08 kN*m	0,90	208 mm
			
Apoyos frontal Banda Central	-6,80 kN*m	0,75	208 mm
			
La armadura de cálculo han sido obtenidas de acuerdo a las formulas del Anejo 7 de la EHE 08			

### **Vano central.**

#### **Reparto de $M_o$ en apoyos y centro de vano**

#### **Reparto del momento isostático en vano central**

Momento positivo en el segundo vano: 35,85 kN\*m

Momento negativo en apoyo frontal del segundo vano: 66,57 kN\*m

#### **Reparto de banda central y banda de pilares**

Centro del segundo vano (momentos positivos):

Banda de pilares: 21,51 kN\*m

Banda central: 14,34 kN\*m

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

Banda de pilares: 49,93 kN\*m

Banda central: 16,64 kN\*m

#### **Reparto por nervios en cada banda**

Centro del segundo vano:

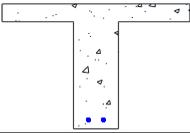
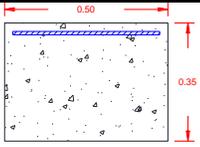
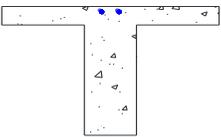
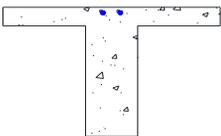
Banda de pilares: 8,20 kN\*m

Banda central: 5,44 kN\*m

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

Banda de pilares: 19,03 kN\*m

Banda central: 6,32 kN\*m

<b>Dimensionamiento de Armadura</b>			
	Momento (kN*m)	As "Calculo" (cm <sup>2</sup> )	Armadura (mm)
Centro del segundo vano Banda de Pilares	8,20 kN*m	0,91	208 mm
			
Apoyo frontal segundo vano Banda de pilares	19,03 kN*m	2,15	2012 mm
			
Centro del segundo Vano, Banda central	5,44 kN*m	0,60	208 mm
			
Apoyo frontal del segundo vano Banda Central	6,32 kN*m	0,70	208 mm
			
La armadura de cálculo han sido obtenidas de acuerdo a las formulas del Anejo 7 de la EHE 08			

### **CÁLCULO DE MOMENTO ISOSTÁTICO EN DIRECCIÓN "Y"**

**Vano Central:**

**Reparto de Mo en Apoyos y centros de vano**

**Reparto del momento isostático**

Momento negativo en el apoyo dorsal: 32,17 kN\*m

Momento positivo en el vano: 55,75 kN\*m

Momento negativo en el apoyo frontal: 75,05 kN\*m

### **Reparto en banda central y banda de pilares**

Apoyo dorsal (momentos negativos):

Banda de pilares: 32,17 kN\*m

Banda central: 6,43 kN\*m

Central del vano (momentos positivos):

Banda de pilares: 33,45 kN\*m

Banda central: 22,30 kN\*m

Apoyo frontal (momentos negativos):

Banda de pilares: 56,29 kN\*m

Banda central: 18,76 kN\*m

### **Reparto por nervios en cada banda**

Apoyo dorsal (momentos negativos):

Banda de pilares: 12,78 kN\*m

Banda central: 2,56 kN\*m

Central del vano (momentos positivos):

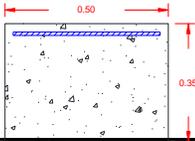
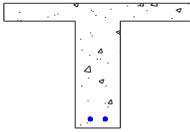
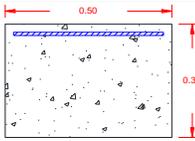
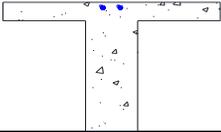
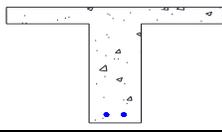
Banda de pilares: 13,29 kN\*m

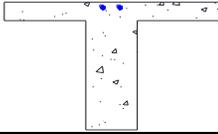
Banda central: 8,86 kN\*m

Apoyo frontal (momentos negativos):

Banda de pilares: 22,36 kN\*m

Banda central: 7,45 kN\*m

<b>Dimensionamiento de Armadura</b>			
	Momento (kN*m)	As "Calculo" (cm <sup>2</sup> )	Armadura (mm)
Apoyos dorsal Banda de Pilares	-12,78 kN*m	1,43	2010 mm
			
Centro Vano, Banda de pilares	13,29 kN*m	1,49	2010 mm
			
Apoyo frontal Banda de pilares	-22,36 kN*m	2,54	2012 mm
			
Apoyos dorsal Banda Central	-2,56 kN*m	0,28	208 mm
			
Centro del Vano, Banda central	8,86 kN*m	0,98	208 mm
			
Apoyo frontal Banda Central	-7,45 kN*m	0,83	208 mm

			
<p>La armadura de cálculo han sido obtenidas de acuerdo a las formulas del Anejo 7 de la EHE 08</p>			

### **Vano Central:**

#### **Reparto de $M_o$ en apoyos y centro de vano**

#### **Reparto del momento isostático en vano central**

Momento positivo en el segundo vano: 37,53 kN\*m

Momento negativo en apoyo frontal del segundo vano: 69,69 kN\*m

#### **Reparto de banda central y banda de pilares**

Centro del segundo vano (momentos positivos):

Banda de pilares: 22,52 kN\*m

Banda central: 15,01 kN\*m

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

Banda de pilares: 69,69 kN\*m

Banda central: 17,42 kN\*m

#### **Reparto por nervio en cada banda**

Centro del segundo vano:

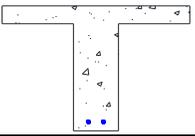
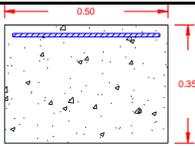
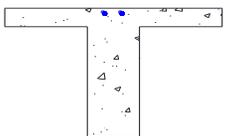
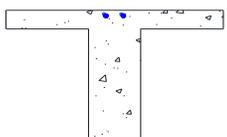
Banda de pilares: 8,94 kN\*m

Banda central: 5,96 kN\*m

Apoyo frontal del segundo vano (momentos negativos):

Banda de pilares: 27,68 kN\*m

Banda central: 6,92 kN\*m

<b>Dimensionamiento de Armadura</b>			
	Momento (kN*m)	As "Calculo" (cm <sup>2</sup> )	Armadura (mm)
Centro del segundo vano Banda de Pilares	8,94 kN*m	0,99	208 mm
			
Apoyo frontal segundo vano Banda de pilares	27,68 kN*m	3,18	2012 mm
			
Centro del segundo Vano, Banda central	5,96 kN*m	0,66	208 mm
			
Apoyo frontal del segundo vano Banda Central	6,92 kN*m	0,77	208 mm
			
La armadura de cálculo han sido obtenidas de acuerdo a las formulas del Anejo 7 de la EHE 08			

### CÁLCULO DE CORTANTE EN NERVIOS

$$V_d = (g_d \cdot q_d) \cdot (l_1 \cdot l_p - A_p \cdot A_1) = 171,53 \text{ KN}$$

El cortante por nervio será: 28,59 KN

$V_{cu}=17,99 \text{ KN}$  Valor que representa la colaboración del hormigón, el hacer deberá absorber la diferencia hasta el corte.

$$V_{su}=V_d-V_{cu}= 10,60 \text{ KN}$$

### COMPROBACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO. Artículo 46 EHE 08

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

donde el primer término es la tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{U_1 d}$$
$$\tau_{sd} = \frac{171530 \cdot 1,50}{3138,94 \cdot 210} \equiv 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$\tau_{rd}= 0,58 \text{ N/mm}^2$  Por lo que no será necesaria armadura de punzonamiento

**Armadura de Temperatura y Retracción de fraguado:**

$A_{s_{min}} = 3,15 \text{ cm}^2$  Por metro de ancho

**11Φ6C/10**

### ECONÓMICAMENTE

<i>Descripción de Losa</i>	<i>Costo en Bs</i>	<i>Costo en \$us</i>
Losa aligerada con Viguetas	6959,55	1007,17
Losa alivianada Reticular	11236,35	1626,10

## CONCLUSIONES

Una vez finalizado el diseño Estructural de la Unidad Educativa Polla, las conclusiones que se obtuvieron son:

- Con la elaboración de este proyecto se logró que los conocimientos adquiridos en la Universidad se puedan profundizar, articular e integrar.
- La etapa de análisis estructural es muy importante, por tanto controlar los esfuerzos en cada elemento estructural. si es posible verificar con otro método de análisis.
- Se diseñó viga centradora debido a que la zapata se sobredimensionaba.
- Los elementos estructurales fueron calculadas con la ayuda del programa Cypecad. y verificados con la hoja de cálculo Excel para la obtención de las solicitaciones.
- Los planos estructurales se obtuvieron del programa Cypecad. el cual genero armaduras que varían alrededor del 5% con relación a las armaduras calculadas manualmente.
- De acuerdo al análisis matemático los resultados reflejan que la losa alivianada con viguetas sufre mayor deformación teniendo así un valor 10 mm a relación de la losa reticulada que tiene un valor de deformación de 5,87 mm, estos resultados con lo que respecta al método utilizado para el análisis de cada una de las losas.
- El presupuesto del Colegio Polla es de 5.033.438,61 (Cinco millones treinta y tres mil cuatrocientos treinta y ocho con 61/100 Bolivianos) que equivale a \$us.

728.428,16 (Setecientos veintiocho mil cuatrocientos veintiocho con 16/100 Dólares americanos).

- Se comparó técnica y económica dos tipos de losas alivianada con viguetas y reticular o nervada.
- Finalmente se concluye que una losa reticulada resulta más eficiente porque nos permite cubrir luces más grandes.

### **RECOMENDACIONES**

- No utilizar programas computacionales, si no sabes que método de resolución utiliza.
- Tener mucho cuidado en el cálculo de momentos ya que estos influyen mucho en los resultados.
- Se recomienda respetar los planos constructivos para la ejecución de la obra.
- Verificar en la etapa de análisis estructural, por lo menos con dos métodos de análisis, para ver que los resultados sean iguales o parecidos
- La resistencia admisible del suelo, es un factor muy importante para el emplazamiento de un proyecto, y se considera que para zapatas aisladas la capacidad portante debe estar dentro el rango de 2 a 3.20 kg/cm<sup>2</sup>.
- Se recomienda verificar constantemente la armadura de vigas, columnas, etc. antes de vaciar el hormigón.

## **BIBLIOGRAFÍA**

La bibliografía que se consultó en la elaboración del “DISEÑO ESTRUCTURAL COLEGIO POLLA” es la que se indica a continuación:

### **LIBROS**

1. BRAJAN M. DAS , “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” 1ª edición, editorial Thomson Learning, Estados Unidos del 2001.
2. CALAVERA RUIZ JOSE, “Cálculo de estructuras de cimentación” 3ª edición, Madrid septiembre de 1991.
3. JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO, “Hormigón Armado”, 14ª edición, editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 2000.
4. JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO, “Hormigón Armado”, 7ª edición tomo Nº1 y tomo Nº 2, editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 1987.
5. McCORMAC ELLING, “Análisis de estructuras métodos clásico y matricial”, 3ª edición, editorial alfaomega, 1996.
6. NEUFERT E. “Arte de proyectar en arquitectura”, 14ª edición, publicado en 1987.
7. LANZA ORDÓÑEZ RAÚL, “Cálculo de costos”, edición única, editorial Icthus, 1984.
8. A. HUGON, “Enciclopedia de la construcción-técnicas de construcción II”, editores técnicos asociados S.A., Barcelona 1987.

9. FLORENTINO REGALADO TESORO, BERNABE FARRE ORO “Detalles constructivos prácticos, metálicos, de hormigón y mixtos en estructuras de edificación: adaptadas a la instrucción EHE”.

#### NORMAS Y REVISTAS

1. CBH-87, “Norma Boliviana del Hormigón Armado”, texto técnico normativo especializado, edición realizada bajo el asesoramiento técnico del ministerio de obras públicas y urbanismo Español, 1986.

2. “Presupuesto y Construcción”, elaborada en el colegio de arquitectos de La Paz, 2006.