

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO			
<b>DNC</b> <b>ATP8</b>	Cátedra: <b>ESTRUCTURAS – NIVEL 2</b>		
	Taller: VERTICAL I – DELALOYE - NICO - CLIVIO		
	<b>Anexo Trabajo Práctico N°8: Entrepisos sin vigas</b>		
Curso 2017	Elaboró: Ing. Juan L. Rojas	Revisión: 0	Fecha: Agosto 2017

## **ENTREPISOS SIN VIGAS**

### **ANALISIS ARQUITECTONICO DE LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL**

#### **PARTE A – PROYECTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO**

El objeto del presente ANEXO es el de interiorizar al alumno con la tipología estructural “Entrepisos sin vigas”, abordándola desde su concepto ARQUITECTONICO primeramente, para lo cual se procede a PROYECTAR este sistema estructural sobre una planta dada, y acto seguido contrastar dicha tipología con una estructura tradicional conformada por losas, vigas y columnas, también proyectada por el alumno sobre la misma planta.

Es de vital importancia considerar las consecuencias arquitectónicas derivadas de la elección de uno y otro sistema en el desarrollo EN ALTURA de la planta proporcionada, para lo cual también se facilitará al alumno un corte vertical del edificio tomado como ejemplo, y algunos requerimientos arquitectónicos y normativos, como ser la altura máxima del mismo y la altura libre interior requerida en los locales.

Una vez realizada la comparación entre ambas estructuras, focalizada en las ventajas ARQUITECTONICAS del sistema “entrepiso sin vigas” sobre el sistema tradicional, se deberá reflexionar también sobre la TOTALIDAD de los aspectos técnicos y económicos de ambos sistemas y desarrollar una conclusión propia.

Se adopta como ejemplo de edificio resuelto con la tipología en estudio, el “Madero Office”, proyectado por el arq. Mario Roberto Alvarez.

Se adjuntan imágenes y planos con las dimensiones necesarias para el proyecto estructural de ambos sistemas estructurales

#### **PARTE B – CALCULO ESTRUCTURAL: Punzonado y Flexión**

Se deberá analizar el efecto del punzonado sobre el entrepiso proyectado en el inciso A, en la columna indicada, y luego diseñar a flexión una faja de columnas y una faja media, indicando esquemáticamente en planta, como resulta el armado de dichas fajas.

**PARTE A – PROYECTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL EDIFICIO  
“MADERO OFFICE” (Arq. MARIO ROBERTO ALVAREZ)**



*Vista del sector superior del edificio “Madero Office”*

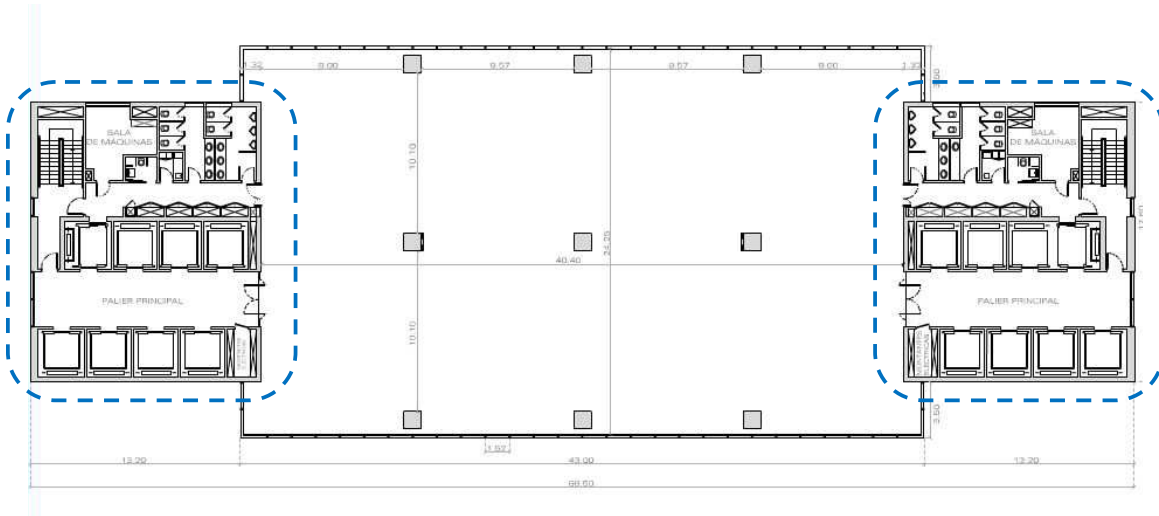


*Vistas desde el canal*

*Vista general del edificio y la zona a estudiar (planta tipo – 27 niveles)*

## ARQUITECTURA DE PLANTA TIPO DE OFICINAS (27 NIVELES)

PLANTA:



CORTE:

**CONSIGNAS:**

1.- Proyectar y predimensionar un entrepiso sin vigas y una estructura convencional en la planta dada y calcular la cantidad de niveles obtenidos en cada caso. Se deben omitir los sectores de núcleos de circulación vertical, ya que están resueltos con tabiques de hormigón armado (ver líneas punteadas azules).

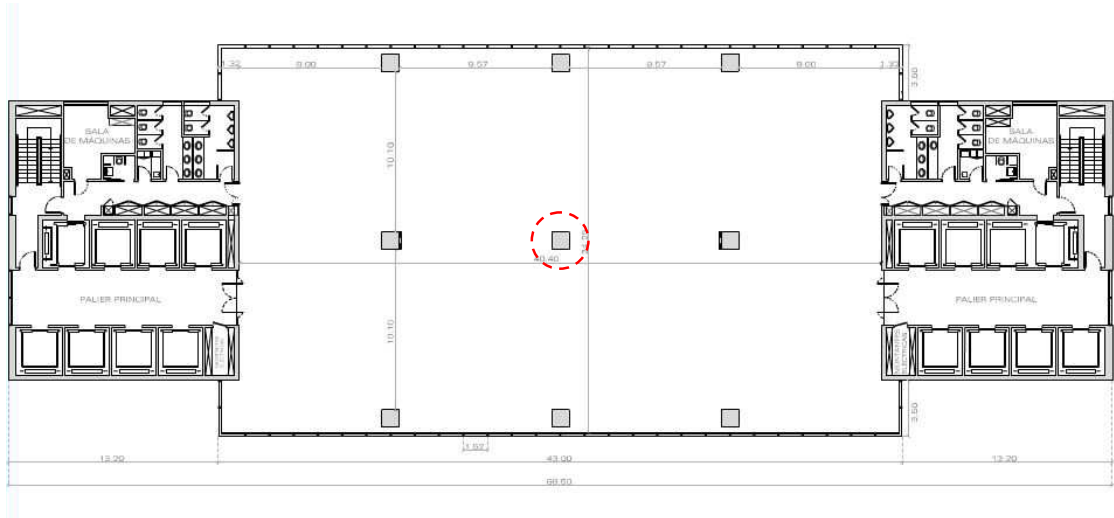
2.- Respetar los siguientes requerimientos arquitectónicos (partido):

a) Altura libre interior de locales de oficinas = 2.60m.

b) Altura total del sector a proyectar = 80m (línea punteada roja).

3.- Realizar un análisis comparativo de la cantidad de niveles obtenidos con cada sistema estructural, y determinar cuáles son las ventajas **arquitectónicas** del entrepiso sin vigas sobre el sistema tradicional de losas, vigas y columnas, tanto en planta como en altura y desarrollar una conclusión sobre lo realizado anteriormente, considerando ahora la totalidad los aspectos técnico-económicos de ambos sistemas estructurales.

## PARTE B – CALCULO ESTRUCTURAL: Punzonado y Flexión



1.- Realizar la verificación al punzonado de la columna indicada en la planta. Considerar los siguientes casos:

- Columna cuadrada de 1.00m de lado
- Columna rectangular de lado menor  $a=50\text{ cm}$  ;  $b=80\text{ cm}$
- Columna circular de diámetro  $\varnothing=80\text{ cm}$

En caso de no verificar alguno de los ejemplos planteados indicar conceptualmente que soluciones existen para resolver el problema de punzonado en entresijos sin vigas

$$\tau_{adm} = 9.50 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Determinar la armadura de flexión de las fajas medias y de columnas e indicar esquemáticamente la disposición de barras en planta (armado).



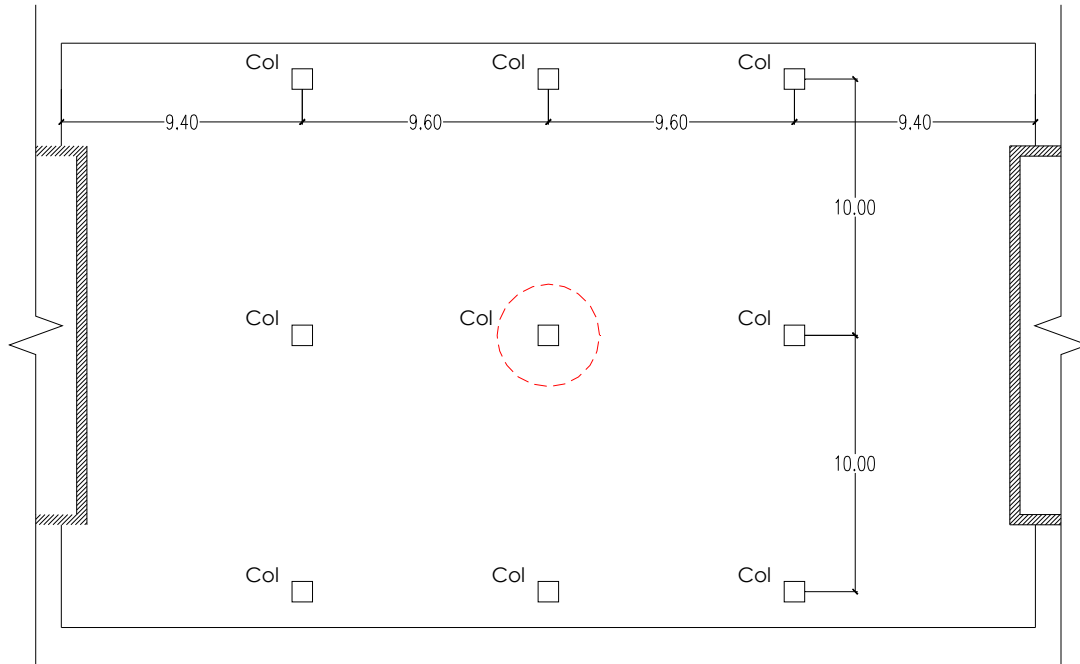
*Planta tipo de oficinas (27 niveles)*

### RESOLUCION PRACTICA DEL ANEXO:

PARTE A – PROYECTO ESTRUCTURAL Y ANALISIS COMPARATIVO DEL EDIFICIO “MADERO OFFICE” (Arq. MARIO ROBERTO ALVAREZ)

A los efectos de simplificar la resolución práctica, se sintetiza la planta del edificio en estudio, y se adopta el siguiente esquema:

PLANTA:



1.- *Proyectar y predimensionar un entrepiso sin vigas y una estructura convencional en la planta dada.*

Para predimensionar el espesor de la losa de entrepiso, en general se recomiendan los siguientes valores:

Losas sin ábacos ni capiteles: Luz MAYOR/30

Losas con ábacos o capiteles: Luz MAYOR/35

Espesor mínimo 16 cm

En nuestro caso resulta:

$e = 10\text{m} / 30 = 0.33\text{ m}$  ; se adopta  **$e = 35\text{cm}$**

2.- *Respetar los siguientes requerimientos arquitectónicos (partido):*

a) *Altura libre interior de locales de oficinas = 2.60m.*

b) *Altura total del sector a proyectar = 80m (línea punteada roja).*

Para determinar la cantidad de niveles obtenidos se computa la altura total del “paquete estructural” más 10cm (contrapiso + carpeta + piso) y se le adiciona la altura libre interior requerida por proyecto, en nuestro caso: 2.60m

Altura paquete estructural **Entrepiso sin vigas** = 35cm  
Espesor contrapiso = 10cm  
Altura libre interior = 2.60m  
Altura TOTAL de cada nivel = 3.05  
Cantidad de niveles posibles =  $80m / 3.05m = 26$  niveles

Altura paquete estructural **Sistema tradicional de losas, vigas y columnas:**  
Se proyectan vigas continuas de 10m de luz, obteniéndose su altura necesaria de la siguiente ecuación:  
 $h = Luz / 12 = 10m / 12 = 0.83m$  ; se adopta **h = 85cm**  
Espesor contrapiso = 10cm  
Altura libre interior = 2.60m  
Altura TOTAL de cada nivel = 3.55  
Cantidad de niveles posibles =  $80m / 3.55m = 22$  niveles

*3.- Realizar un análisis comparativo de la cantidad de niveles obtenidos con cada sistema estructural, y determinar cuáles son las ventajas **arquitectónicas** del entrepiso sin vigas sobre el sistema tradicional de losas, vigas y columnas, tanto en planta como en altura y desarrollar una conclusión sobre lo realizado anteriormente, considerando ahora la totalidad los aspectos técnico-económicos de ambos sistemas estructurales.*

#### **A CARGO DEL ALUMNO**

Remitirse a la “Guía de estudios N°8 – Entrepisos sin vigas” - Link de descarga:

<http://www.tallerdnc.com.ar/index.php/niveles/plan-vi/nivel-ii/descargas/category/44-guias-de-estudio>

## PARTE B – CALCULO ESTRUCTURAL: Punzonado y Flexión

1.- Realizar la verificación al punzonado de la columna indicada en la planta. Considerar los siguientes casos:

- Columna cuadrada de 1.00m de lado
- Columna rectangular de lado menor  $a = 80\text{cm}$  ;  $b = 125\text{cm}$
- Columna circular de diámetro  $\varnothing = 80\text{cm}$

En caso de no verificar alguno de los ejemplos planteados indicar conceptualmente que soluciones existen para resolver el problema de punzonado en entresijos sin vigas

$$\tau_{adm} = 9.50 \text{ Kg/cm}^2$$

1.-a) Columna cuadrada de 1.00m de lado

En primer término se realiza el análisis de cargas:

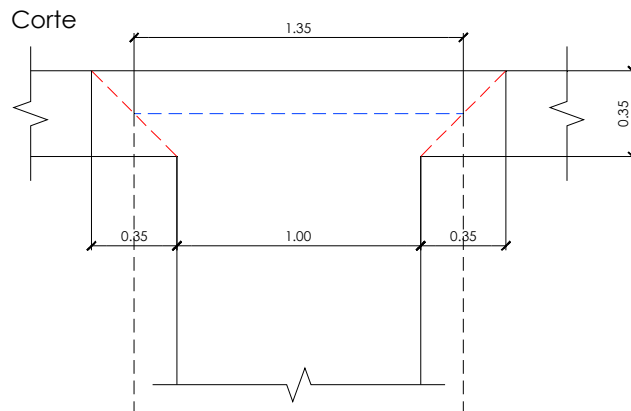
$$\text{Peso hormigón: } (0,35\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3) = 840\text{kg/m}^2$$

$$\text{Contrapiso } (0.08\text{m} \times 1600\text{kg/m}^3) = 128\text{kg/m}^2$$

$$\text{Carpeta + piso } (0.03\text{m} \times 2200\text{Kg/m}^3) = 66\text{kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 500\text{kg/m}^2$$

$$\text{Total adoptado } Q = 1500\text{kg/m}^2$$



Luego se determina el Perímetro crítico en la zona de unión columna-entrepiso, donde se desarrollan las tensiones tangenciales a verificar:

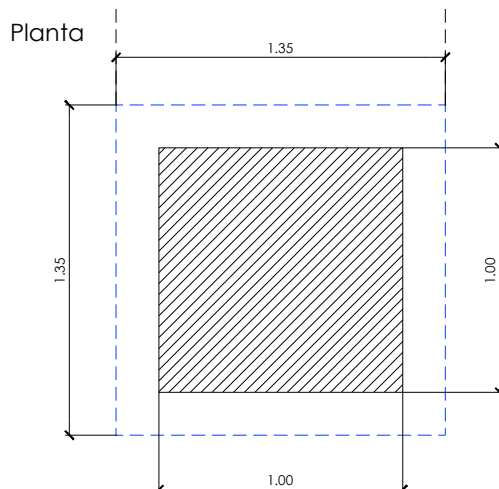
$$P_{crit} = 4 * 1.35\text{m} = 5.40\text{m}$$

La carga actuante para la verificación de las tensiones tangenciales será:

$$N = (L_x * L_y - \text{Área col.}) * Q =$$

$$N = (10\text{m} * 9.60\text{m} - 1\text{m}^2) * 1500\text{Kg/m}^2$$

$$N = 142500\text{Kg}$$



Luego, aplicando la fórmula de tensión de punzonado se tiene:

$$\tau = N / (P_{crit} * h_{útil}) ; h_{útil} = e - rec = 33\text{cm}$$

$$\tau = 142500 / (540\text{cm} * 33\text{cm}) = 7.99 \text{ Kg/cm}^2$$

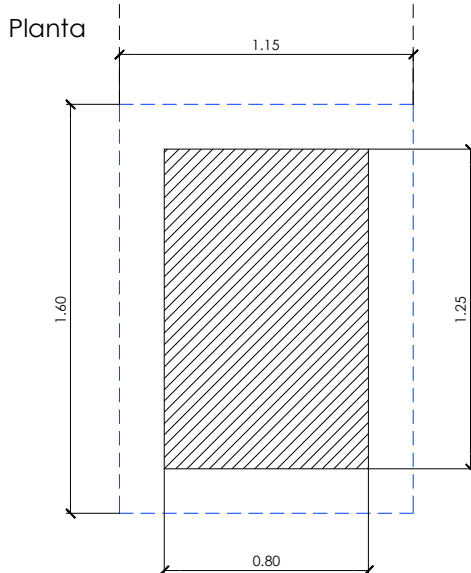
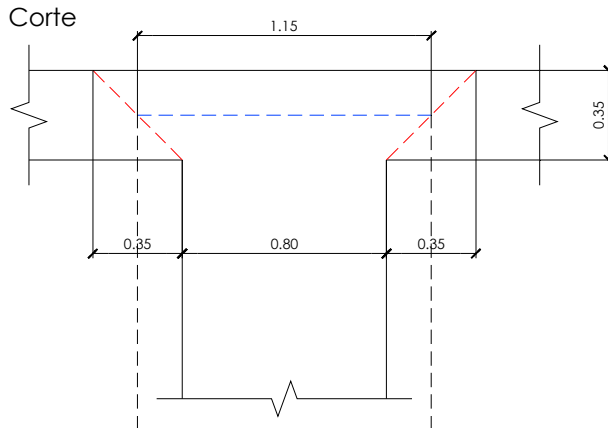
$$\tau = 7.99 \text{ Kg/cm}^2 < 9.50 \text{ Kg/cm}^2 = \tau \text{ admisible}$$

Por lo tanto, el entresijo sin vigas

VERIFICA el punzonado.

1.-b) Columna rectangular de lado menor  $a = 80\text{cm}$  ;  $b = 125\text{cm}$

**Total adoptado  $Q = 1500\text{kg/m}^2$**



Se determina el Perímetro crítico en la zona de unión columna-entrepiso, donde se desarrollan las tensiones tangenciales a verificar:

$$P_{\text{crit}} = 2 * 1.60\text{m} + 2 * 1.15\text{m} = 5.50\text{m}$$

La carga actuante para la verificación de las tensiones tangenciales será:

$$N = (L_x * L_y - \text{Área col.}) * Q =$$

$$N = (10\text{m} * 9.60\text{m} - 1\text{m}^2) * 1500\text{Kg/m}^2$$

$$N = 142500\text{Kg}$$

Luego, aplicando la fórmula de tensión de punzonado se tiene:

$$\tau = N / (P_{\text{crit}} * h_{\text{útil}}) ; h_{\text{útil}} = e - rec = 33\text{cm}$$

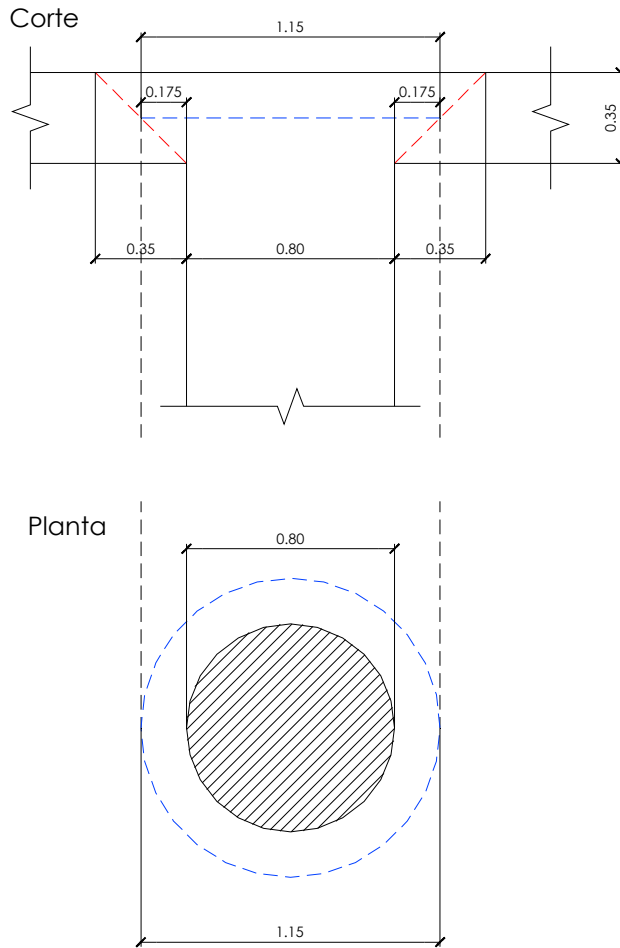
$$\tau = 142500 / (550\text{cm} * 33\text{cm}) = 7.85\text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 7.85\text{ Kg/cm}^2 < 9.50\text{ Kg/cm}^2 = \tau \text{ admisible}$$

Por lo tanto, el entrepiso sin vigas

VERIFICA el punzonado.



1.-c) Columna circular de diámetro  $\varnothing=80\text{cm}$ **Total adoptado  $Q = 1500\text{kg/m}^2$** 

Se determina el Perímetro crítico en la zona de unión columna-entrepiso, donde se desarrollan las tensiones tangenciales a verificar, en el caso de la columna circular se obtiene de la siguiente manera:

$$P_{\text{crit}} = \pi * (h/2 + 0.80\text{m} + h/2) = 5.50\text{m}$$

$$P_{\text{crit}} = \pi * (17.5\text{cm} + 80\text{cm} + 17.5\text{cm}) =$$

$$P_{\text{crit}} = 361\text{cm}$$

$$\text{Área columna} = \pi * \varnothing^2 / 4 = 0.50\text{m}^2$$

La carga actuante para la verificación de las tensiones tangenciales será:

$$N = (L_x * L_y - \text{Área col.}) * Q =$$

$$N = (10\text{m} * 9.60\text{m} - 0.50\text{m}^2) * 1500\text{Kg/m}^2$$

$$N = 143250\text{Kg}$$

Luego, aplicando la fórmula de tensión de punzonado se tiene:

$$\tau = N / (P_{\text{crit}} * h_{\text{útil}}) ; h_{\text{útil}} = e - \text{rec} = 33\text{cm}$$

$$\tau = 143250 / (361\text{cm} * 33\text{cm}) = 7.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = 12.00 \text{ Kg/cm}^2 > 9.50 \text{ Kg/cm}^2 !!!$$

Por lo tanto, el entrepiso sin vigas

**NO VERIFICA el punzonado !!!**

*En caso de no verificar alguno de los ejemplos planteados indicar conceptualmente que soluciones existen para resolver el problema de punzonado en entrepisos sin vigas*

**A CARGO DEL ALUMNO**

Remitirse a la "Guía de estudios N°8 – Entrepisos sin vigas"

2.- Determinar la armadura de flexión de las fajas medias y de columnas e indicar esquemáticamente la disposición de barras en planta (armado).

Se procede a calcular los momentos.

La carga total actuante en cada faja del pórtico se calcula considerando el ancho de la faja como el intercolumnio dividido en dos partes iguales

Dada la similitud entre ambas direcciones, se calculará la mayor de ellas (10m), y se adoptarán las armaduras resultantes para las dos direcciones.

$$q = 1500 \text{ Kg/m}^2 * 5\text{m} = 7500 \text{ Kg/m}$$

Con bastante aproximación pueden calcularse el momento de apoyo y de tramo considerando que se trata de un tramo intermedio de un pórtico, de la siguiente manera:

$$M_{\text{apoyo}} = q * L^2 / 10 = 7500 \text{ Kg/m} * (10\text{m})^2 / 10 = 75\text{tm/m}$$

$$M_{\text{tramo}} = q * L^2 / 16 = 7500 \text{ Kg/m} * (10\text{m})^2 / 16 = 47\text{tm/m}$$

Se distribuyen estos momentos en las fajas medias y fajas de columnas, según los siguientes valores porcentuales:

	FAJAS DE COLUMNAS	FAJAS MEDIAS
M (+) en el centro del	0.60 Mtr	0.40 Mtr
M(-) en apoyos interiores	0.76 Map	0.24 Map

Resultan entonces los siguientes valores de momento flector:

	FAJAS DE COLUMNAS	FAJAS MEDIAS
M (+) en el centro del	28.20 tm/m	18.80 tm/m
M(-) en apoyos interiores	57.00 tm/m	18.00 tm/m

Aplicando la expresión de dimensionamiento a flexión ( $A_s = M * 1.75 / z * \sigma$ ) se obtienen las armaduras necesarias para cada uno de los valores calculados, dando como resultado:

	FAJAS DE COLUMNAS	FAJAS MEDIAS
Armadura de tramo	A1=39.56 cm <sup>2</sup> /m	A3=26.37 cm <sup>2</sup> /m
Armadura de apoyo	A2=79.97 cm <sup>2</sup> /m	A2=25.25 cm <sup>2</sup> /m

Adopción de armaduras: en primera medida se adoptan las armaduras de tramos, para luego, a sabiendas de que el 50% de ellas se levanta a cada lado de los apoyos, descontar esa cantidad de la armadura necesaria y complementara, en caso de ser necesario, con caballetes:

#### ARMADURAS ADOPTADAS EN LOS TRAMOS:

	FAJAS DE COLUMNAS	FAJAS MEDIAS
Armadura de tramo	$\text{Ø}25\text{c}/12 = 40.83 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\text{Ø}25\text{c}/15 = 32.66 \text{ cm}^2/\text{m}$

Considerando lo antedicho, se tiene:

As necesaria en apoyos de fajas de columnas =  $79.97 \text{ cm}^2/\text{m} - 40.83 \text{ cm}^2/\text{m} = 39.14 \text{ cm}^2/\text{m}$ , se adoptan CABALLETES  $\text{Ø}25\text{c}/12$

As necesaria en apoyos de fajas medias =  $25.25 \text{ cm}^2/\text{m} - 32.66 \text{ cm}^2/\text{m} = -7.41 \text{ cm}^2/\text{m}$ , no se necesita armadura complementaria en apoyos

#### ESQUEMA DE ARMADURAS:

