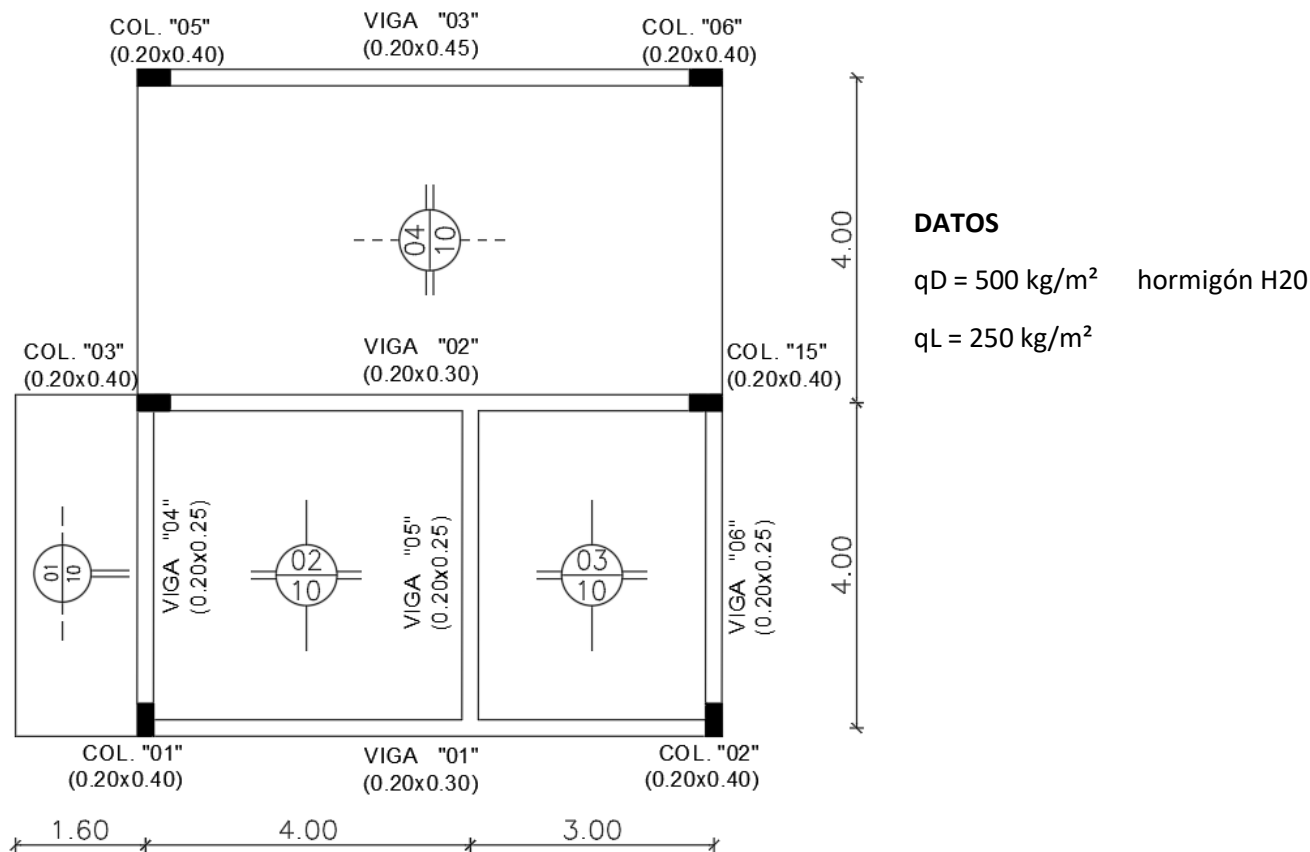


	EJERCICIOS DE REPASO SEGUNDO PARCIAL
2 0 2 5	

EJERCICIO 1

La siguiente planta de estructuras corresponde a un edificio de ocho niveles.



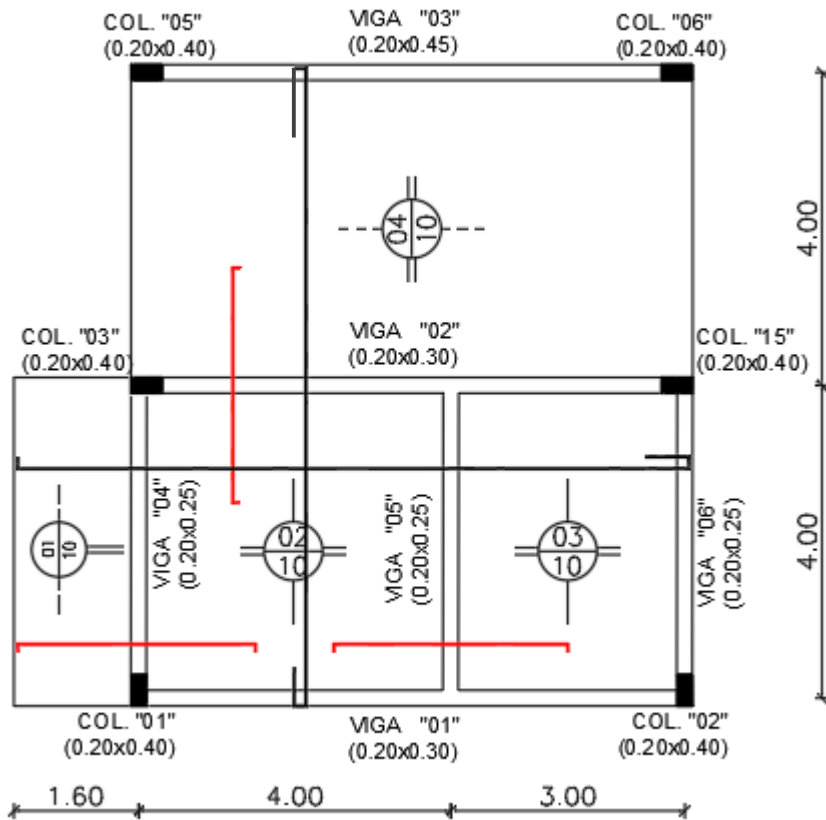
1. Determinar si es suficiente el espesor de losas adoptado. Justificar.

Para evaluar si es suficiente la altura adoptada de losas se considerará la situación más desfavorable en cuanto a luces de cálculo, dirección de armado y condición de vínculo. En este ejemplo, la losa 04 es armada en una dirección, posee una luz de cálculo de 4m y posee un borde de apoyo continuo, por lo tanto, corresponde:

$$h = \frac{400cm}{35}$$

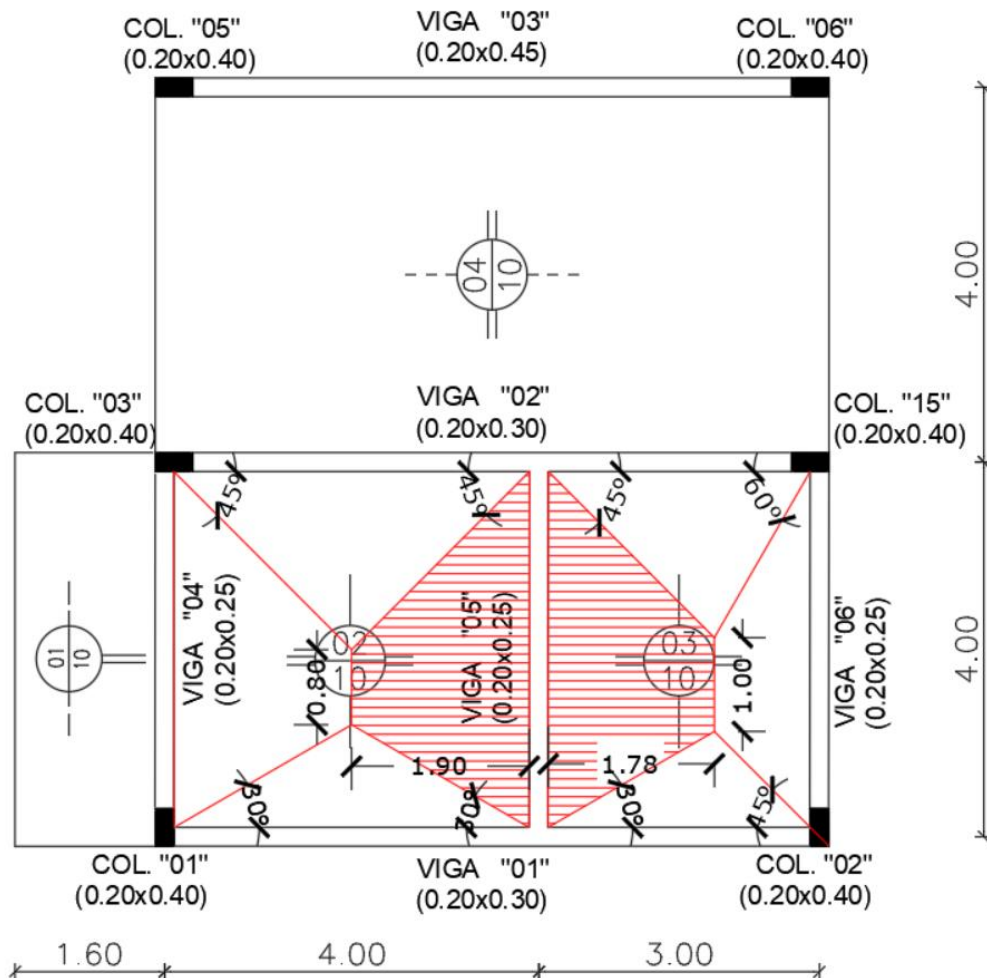
$$h = 11,42cm \rightarrow \text{la altura propuesta de 10cm no es suficiente}$$

2. Graficar cualitativamente las armaduras de la losa 02



3. Verificar la sección a flexión y corte la VIGA "05".

Para dimensionar a flexión y corte es necesario cuantificar las solicitaciones. Para ello, en primera medida, debemos determinar la carga última que recibe la viga. Comenzamos trazando el área de influencia de las losas sobre la viga (líneas de rotura), según las condiciones de continuidad de sus bordes de apoyo:



A continuación, se determina la carga última equivalente. Para este ejemplo calcularemos la carga total, es decir, considerando la carga permanente y sobrecarga de uso, con sus correspondientes coeficientes de mayoración):

$$q_{u\ losa} = 1,2 \times 500 \text{ kg/m}^2 + 1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{u\ losa} = 1000 \text{ kg/m}^2$$

Superficie de influencia sobre la viga 05 – losa 02

$$Sup\ losa\ 02 = \frac{(4m + 0,80m) \times 1,90m}{2}$$

$$Sup\ losa\ 02 = 4,56m^2$$

Superficie de influencia sobre la viga 05 – losa 03

$$Sup\ losa\ 03 = \frac{(4m + 1m) \times 1,78m}{2}$$

$$Sup\ losa\ 03 = 4,45m^2$$

Carga equivalente distribuida sobre la viga 05

$$q_{u\ viga\ 5} = \frac{9,01m^2 \times 1000 \text{ kg/m}^2}{4m}$$

$$q_{u\ viga\ 5} = 2252,5 \text{ kg/m}$$

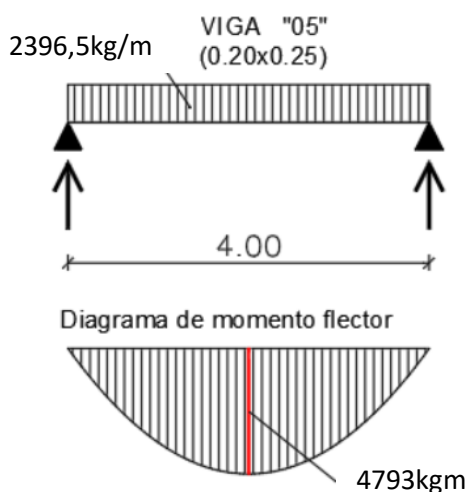
Peso propio mayorado

$$P_{pu} = 1,2 \times 0,20m \times 0,25m \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P_p = 144 \text{ kg/m}$$

$$q_{u\ viga\ 5\ total} = 2396,5 \text{ kg/m}$$

La viga 05, presenta una situación de viga sin continuidad en sus extremos, por lo tanto, su esquema de cargas y diagramas de solicitaciones son:

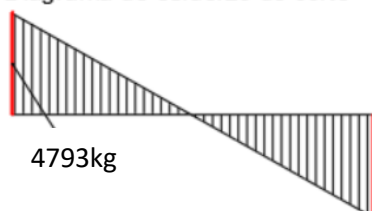


Cálculo de momento flector último

$$M_u = \frac{2396,5 \text{ kg/m} \times (4m)^2}{8}$$

$$M_u = 4793kgm$$

Diagrama de esfuerzo de corte



Cálculo de esfuerzo de corte último

$$V_u = \frac{2396,5 \text{ kg/m} \times 4m}{2}$$

$$V_u = 4793kg$$

Con los valores de solicitaciones se verifica la sección tanto a flexión como a corte

- Sección: 20cm x 25cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- Mu: 4738kgm

$$m_n = \frac{479300 \text{ kgcm}}{0,85 \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (22 \text{ cm})^2 \times 0,9}$$

$$m_n = 0,32$$

TABLA DE DIMENSIONADO A FLEXIÓN

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de solicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca			
		$m_n = \frac{M_u}{0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \phi}$	$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_a}{2}$			
		0,052	0,053	0,973	Colocar cuantía mínima		
		0,053	0,055	0,973			
		0,058	0,059	0,970			
		0,060	0,062	0,969			
		0,064	0,066	0,967			
		0,068	0,071	0,965			
		0,074	0,077	0,961			
		0,079	0,082	0,959	H20	H25	H30
		0,084	0,088	0,956			
		0,093	0,098	0,951			
		0,105	0,111	0,945			
		0,114	0,121	0,939			
		0,125	0,134	0,933			
		0,139	0,150	0,925			
		0,156	0,170	0,915			
		0,177	0,196	0,902			
		0,190	0,213	0,894			
		0,205	0,232	0,884			
		0,222	0,255	0,873			
		0,232	0,268	0,866			
		0,238	0,276	0,862			
		0,243	0,283	0,858			
		0,249	0,291	0,854			
		0,255	0,300	0,850			
		0,261	0,309	0,845			
		0,268	0,319	0,841			
		0,269	0,320	0,840			
					Aumentar sección o colocar doble armadura		
		0,298	0,364	0,818			

La sección de 20cm x 25 cm NO resiste el momento último solicitante mayor, por lo tanto, debemos aumentar la altura de la misma. se propone una sección de 20cm x 30cm

- Sección: 20cm x 30cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- Mu: 4793kgm

$$m_n = \frac{479300 \text{ kgcm}}{0,85 \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times (27 \text{ cm})^2 \times 0,9}$$

$$m_n = 0,214$$

TABLA DE DIMENSIONADO A FLEXIÓN

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de sollicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca			
		$m_n = \frac{M_u}{0,85 f_c b d^2 \phi}$	$k_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_s}{2}$			
		0,052	0,053	0,973	Colocar cuantía mínima		
		0,053	0,055	0,973			
		0,058	0,059	0,970			
		0,060	0,062	0,969			
		0,064	0,066	0,967			
		0,068	0,071	0,965			
		0,074	0,077	0,961			
		0,079	0,082	0,959	H20	H25	H30
		0,084	0,088	0,956			
		0,093	0,098	0,951			
		0,105	0,111	0,945			
		0,114	0,121	0,939			
		0,125	0,134	0,933			
		0,139	0,150	0,925			
		0,156	0,170	0,915			
		0,177	0,196	0,902			
		0,190	0,213	0,894			
		0,206	0,232	0,884			
		0,222	0,255	0,873			
		0,232	0,268	0,866			
		0,238	0,276	0,862			
		0,243	0,283	0,858			
		0,249	0,291	0,854			
		0,255	0,300	0,850			
		0,261	0,309	0,845			
		0,268	0,319	0,841			
		0,269	0,320	0,840			
		0,298	0,364	0,818			

La sección de 20cm x 30 cm resiste el momento último solicitante

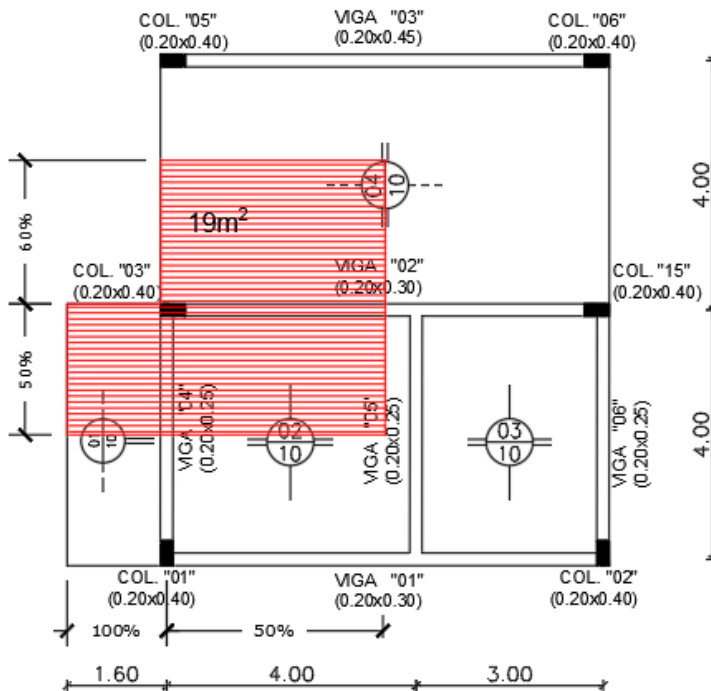
La verificación de la sección se realiza con las dimensiones optimizadas por flexión: 20cm x 30cm

- Sección: 20cm x 30cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- Vu: 4793kg

$$\frac{5}{6} \sqrt{20 \text{ Mpa}} \times 20 \text{ cm} \times 27 \text{ cm} \times 0,75 \times 10 \geq 4793 \text{ kg}$$

$$15093,46 \text{ kg} \geq 4793 \text{ kg} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

4. Calcular la tensión de trabajo de la columna C03 en PB. Considerar un 10% de pesos propios
Sabiendo que la tensión de trabajo es $\sigma = \frac{P_u}{A}$ comenzamos determinando el área de influencia sobre la columna C3 para determinar la carga última



Carga última de la C03 en planta baja

$$P_{u\ C3} = 19m^2 \times 1000 \frac{kg}{m^2} \times 8 \text{ niveles} \times 1,1$$

$$P_{u\ C3} = 167200kg$$

Tensión de trabajo de C03

$$\sigma = \frac{167200kg}{20cm \times 40cm}$$

$$\sigma = 209 \frac{kg}{cm^2}$$

Para un hormigón H20 (tensión de referencia a la compresión $109 \frac{kg}{cm^2}$) la sección es insuficiente

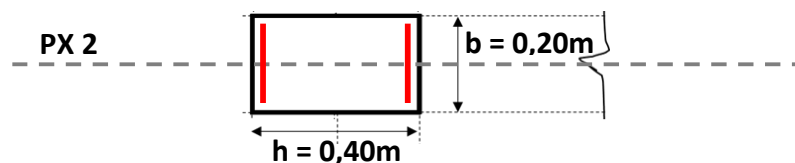
5. Ubicar las armaduras de la columna C3 según el plano PX2.

Para posicionar la armadura de la C3, según el plano PX2 debemos definir b y h, para ese plano de trabajo siendo:

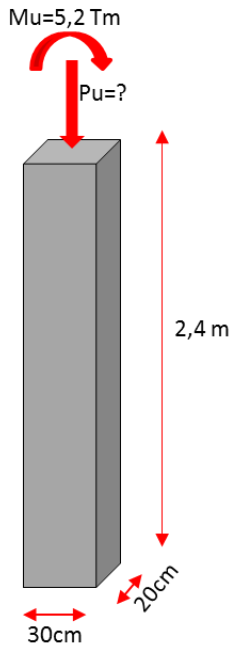
b = 20cm

h = 40cm

Corresponde colocar la armadura, considerando el brazo de palanca h. La armadura se posiciona sobre la cara traccionada de la columna, según el brazo de palanca h. es decir, se coloca perpendicular al eje de análisis, en este caso se analiza en X por lo que la colocamos en Y



EJERCICIO 2



Determinar la carga ultima que resiste una columna de sección $b = 20 \text{ cm} \times h = 30 \text{ cm}$, solicitada por un momento ultimo de $5,2 \text{ Tm}$, y posee una armadura longitudinal total de $6 \phi 16$.

- Hormigón H20
- $\gamma = 0,9$

Para definir la carga última (P_u) que resiste la columna debemos determinar la cuantía y el valor de momento normalizado. Con esos datos ingresar al diagrama de interacción y obtener el valor de esfuerzo normal reducido que nos permitirá calcular la carga última

Datos:

$$b = 20 \text{ cm}$$

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

$$A_c = 600 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 6\phi 16$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

Cuantía total

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad \rho = \frac{12 \text{ cm}^2}{600 \text{ cm}^2} \quad \rho = 0,02$$

El valor obtenido se representa en el cuadrante del diagrama de interacción

Momento flector reducido

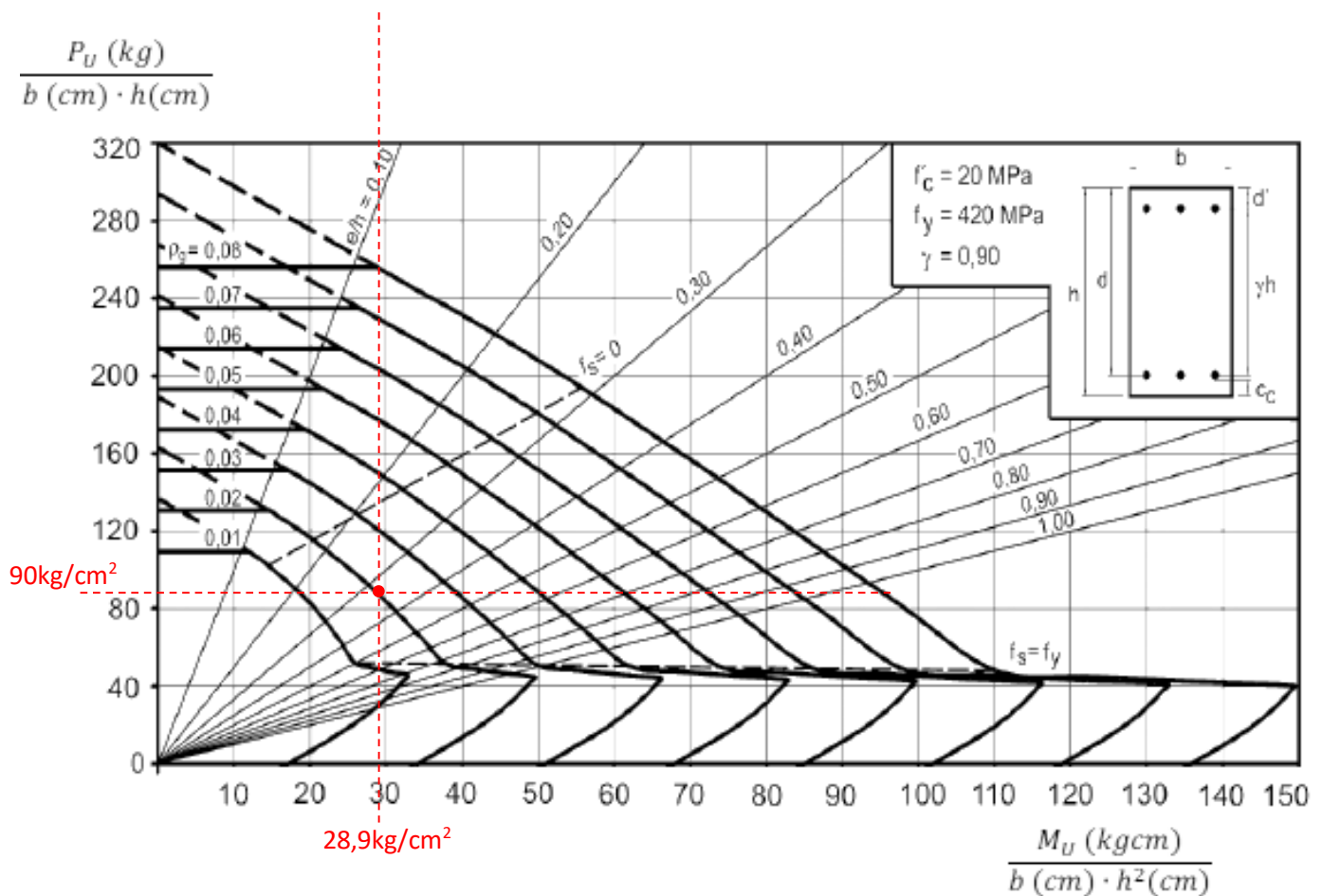
Este valor se obtiene a partir de la relación entre el momento último mayor que se entrega como dato del práctico y la sección propuesta. El valor obtenido se representa en eje de las abscisas del diagrama de interacción

$$\text{Momento flector reducido} = \frac{520000 \text{ kgcm}}{20 \text{ cm} \times (30 \text{ cm})^2} = 28,9 \text{ kg/cm}^2$$

DIAGRAMA DE INTERACCION

Diagrama de interacción de la resistencia de secciones rectangulares con barras en las caras extremas.

$f'_c = 20 \text{ MPa}$ y $\gamma = 0,90$.



Esfuerzo normal reducido

Se obtiene el valor del esfuerzo normal reducido con el cual calcularemos la carga última

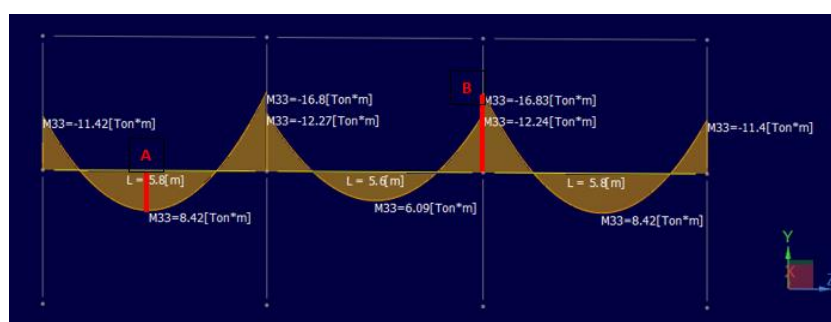
$$P_u = 90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$$

$$P_u = 54000 \text{ kg}$$

EJERCICIO 3

Utilizando el siguiente diagrama de momentos flectores se pide:

- Elegir los hierros necesarios para cubrir las secciones de acero necesarias en la sección A y B, para un armado de vigas que cumpla con los requerimientos de resistencia. Las vigas tienen una sección de 20cm x 45 cm.
- Sobre un papel transparente colocado sobre el diagrama de momentos flectores, graficar el detalle de armaduras de tramos y apoyos.



Para poder determinar la armadura a flexión de una viga, lo primero que debemos hacer es verificar la sección de hormigón, para ello procedemos a calcular el m_n , relación entre el momento solicitante y la sección de hormigón, con este valor ingresamos a la tabla de flexión y controlaremos si es necesario redimensionar la viga o trabajar con cuantía mínima

Momento en A= 8,42 tm

Momento en B= 16,83 tm

En este caso verificaremos la sección con el valor de momento mayor, 16,83 tm, que equivale a 1683000 kgcm. Consideraremos un recubrimiento de 3cm

$$m_n = \frac{M_u}{0,85 \times f'c \times b \times d^2 \times \phi}$$

$$m_n = \frac{1683000 \text{ kgcm}}{0,85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 20\text{cm} \times (42\text{cm})^2 \times 0,9} = 0.323$$

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de solidación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca	
		$m_n = \frac{M_u}{0,85 f'c b d^2 \phi}$	$k_s = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_s}{2}$	
		0,052	0,053	0,973	Colocar cuantía mínima
		0,053	0,055	0,973	
		0,058	0,059	0,970	
		0,060	0,062	0,969	
		0,064	0,066	0,967	
		0,068	0,071	0,965	
		0,074	0,077	0,961	
		0,079	0,082	0,959	H20 H25 H30
		0,084	0,088	0,956	
		0,093	0,098	0,951	
		0,105	0,111	0,945	
		0,114	0,121	0,939	
		0,125	0,134	0,933	
		0,139	0,150	0,925	
		0,156	0,170	0,915	
		0,177	0,196	0,902	
		0,190	0,213	0,894	
		0,205	0,232	0,884	
		0,222	0,255	0,873	
		0,232	0,268	0,866	
		0,238	0,276	0,862	
		0,243	0,283	0,858	
		0,249	0,291	0,854	
		0,255	0,300	0,850	
		0,261	0,309	0,845	
		0,269	0,320	0,840	
		0,298	0,364	0,818	Aumentar sección o colocar doble armadura

Como el valor se encuentra por debajo de los valores señalados, se debe redimensionar la sección, o colocar doble armadura. En este caso redimensionaremos la sección, y adoptaremos una viga de 20x50 cm

$$m_n = \frac{1683000 \text{ kgcm}}{0,85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 20\text{cm} \times (47\text{cm})^2 \times 0,9} = 0.248$$

<28‰

0,222	0,255	0,873
0,232	0,268	0,866
0,238	0,276	0,862
0,243	0,283	0,858
0,249	0,291	0,854
0,255	0,300	0,850

De la tabla de dimensionado a flexión, obtenemos el k_z para poder calcular Z y obtener la armadura con el equilibrio de momentos. La sección de armadura necesaria para cumplir con las condiciones de resistencia:

$K_z: 0,854$

$Z = 0.854 \times 47 \text{ cm} = 40,13 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{1683000 \text{ kgcm}}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times 40,13 \text{ cm} \times 0.9} = 11,09 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la armadura de la sección A, se realiza el mismo procedimiento:

$$m_n = \frac{842000 \text{ kgcm}}{0,85 \times 200 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times (47 \text{ cm})^2 \times 0.9} = 0.124$$

$k_a \cdot d$	$k_z \cdot d$	0,093	0,098	0,951
		0,105	0,111	0,945
		0,114	0,121	0,939
		0,125	0,134	0,933
		0,139	0,150	0,925
		0,156	0,170	0,915
		0,177	0,196	0,902
		0,190	0,213	0,894

H30

H25

H20

$K_z: 0,125$

$Z = 0.933 \times 47 \text{ cm} = 43,85 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{842000 \text{ kgcm}}{4200 \text{ kg/cm}^2 \times 43,85 \text{ cm} \times 0.9} = 5,07 \text{ cm}^2$$

Una vez definida el área de acero necesaria, se procede a seleccionar la cantidad y diámetros necesarios que satisfagan los requerimientos de resistencia.

Primero se trabaja con la sección A, correspondiente a los momentos flectores positivos, en el tramo

SECCIÓN A: 5,07 cm² (3 Ø 16) se extiende la misma en todo el desarrollo de la viga del plano

Luego, para trabajar con la sección B, correspondiente a los momentos flectores Negativos, se selecciona una armadura de percha, que se tendrá en consideración para cubrir la sección total.

Perchas 2 Ø 16 = 4,02 cm²

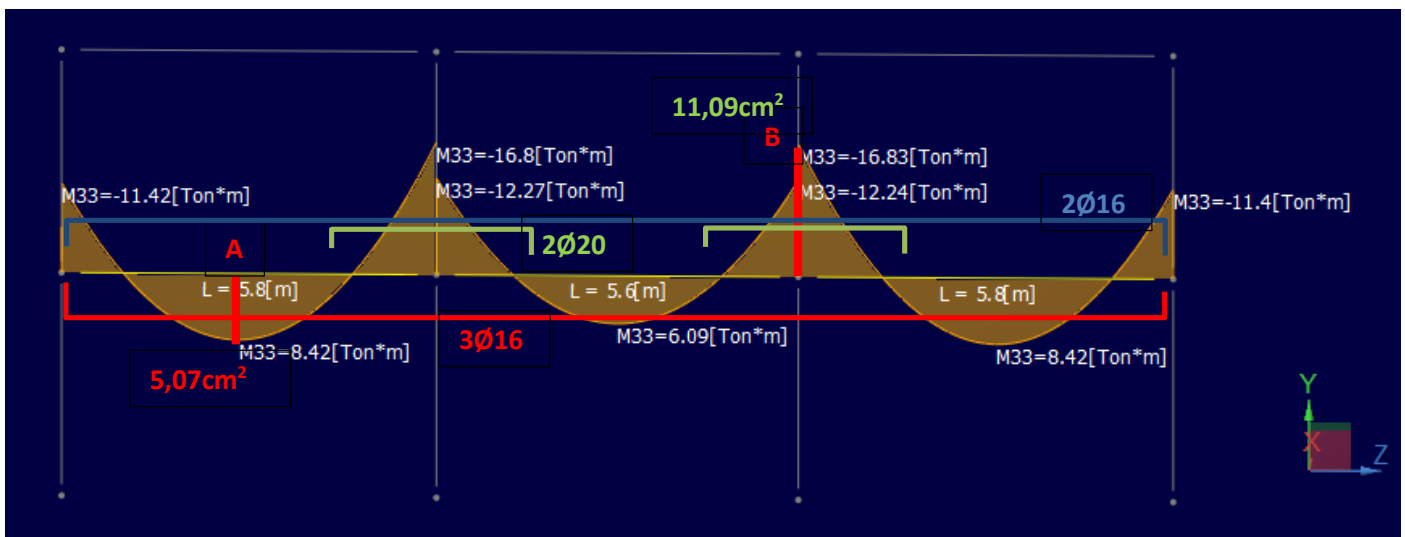
SECCIÓN B: 11,09 cm²

$$11,09 \text{ cm}^2 - 4,02 \text{ cm}^2 = 5,07 \text{ cm}^2 \text{ (2 } \varnothing 20 \text{)}$$

Diámetro	SECCIONES NOMINALES (cm ²)									
	Cantidad de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6 mm	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8 mm	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10 mm	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12 mm	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16 mm	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20 mm	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42
25 mm	4,91	8,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

La longitud de la armadura suplementaria en apoyos, se determinará considerando la distancia a los puntos de inflexión (135cm, utilizando proporción directa con el dato de longitudes de las barras) y la altura útil de la viga (47cm), obteniendo una longitud total de 135cm + 47cm = 182cm (se adopta 185cm)

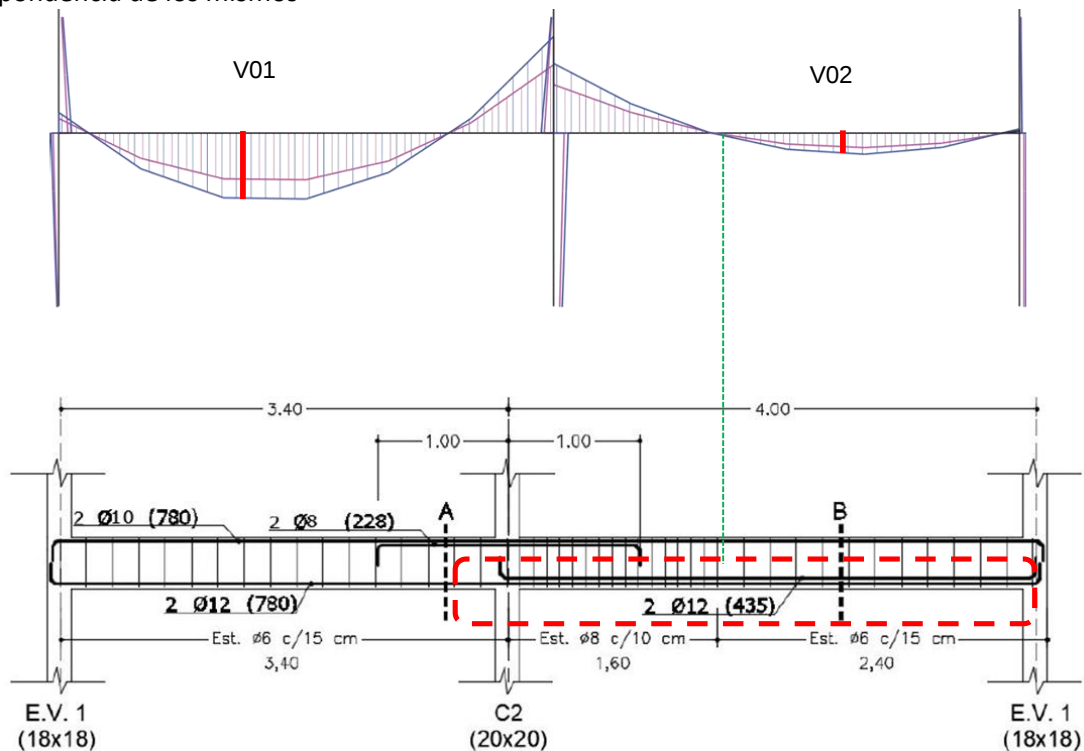
- c. Sobre un papel transparente colocado sobre el diagrama de momentos flectores, graficar el detalle de armaduras de tramos y apoyos.



*Se tendría que verificar si las perchas son suficientes para resistir el momento en los apoyos de los extremos.

EJERCICIO 4

- Los siguientes gráficos corresponden al DMF de vigas y su detalle de armado. Verifique cualitativamente la correspondencia de los mismos

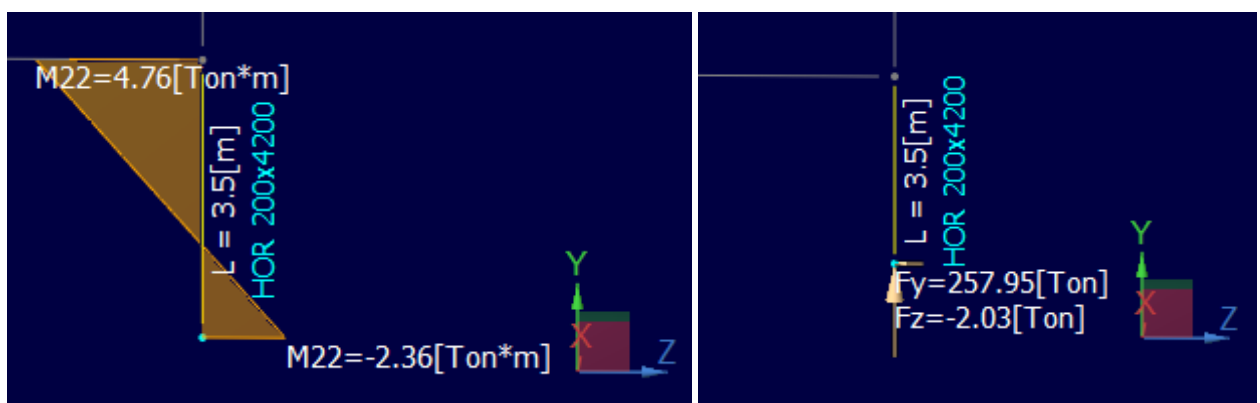


El armado inferior es incorrecto, dado que el tramo de la izquierda debiera llevar más armadura, debido a que tiene una magnitud de momento mayor que el tramo de la derecha. Para evaluar el detalle de armado consideraremos los tramos que presentan mayor sollicitación. En este caso el tramo de la V01 posee un momento mayor, por lo tanto, el refuerzo colocado de 2Ø12 (435) debiera colocarse en el tramo de V01

La armadura suplementaria de apoyo, debiera ser más larga del lado derecho, debido a que los puntos de inflexión son visiblemente diferentes en el diagrama de momento flector. Con respecto a la armadura suplementaria en el apoyo 2Ø8 (228), en la V02, se debe extender su longitud, pasando el punto de inflexión, para lograr un anclaje eficiente

EJERCICIO 5

Los siguientes esquemas representan los esfuerzos de una columna en planta baja de sección rectangular de $b = 95\text{cm}$ y $h = 25\text{cm}$.



- Verificar la esbeltez para no considerar en el cálculo el efecto del pandeo

2. Calcular la armadura longitudinal necesaria para resistir los esfuerzos
 3. Calcular el aporte de la sección de hormigón, al corte
 4. Dimensionar los estribos necesarios
 5. Dibujar el detalle seccional
1. La esbeltez es la relación entre la longitud y el lado menor de un elemento. En este caso nos interesa la esbeltez mecánica, que se mide con la relación entre la longitud efectiva $k \cdot l_u$ (distancia entre los puntos de inflexión) y el radio de giro.

$$\lambda = \frac{k \times l_u}{r} < 40$$

Para simplificar el cálculo, el reglamento CIRSOC 201:2005 en su art. 10.11.2, permite adoptar como radio de giro:

Para secciones rectangulares: $r = 0,3 \times h$

Verificaremos la esbeltez de la columna considerando un coeficiente $K = 1$, $l_u = 3,50m$ y el radio de giro tomando la menor dimensión de la sección:

Radio de giro:

$$r = 0,3 \times 25cm$$

$$r = 7,5cm$$

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{350cm}{7,5cm}$$

$$\lambda = 46,6 > 40 \rightarrow \text{No verifica, es necesario aumentar la sección}$$

Se propone una altura de $h = 30cm$

Radio de giro:

$$r = 0,3 \times 30cm$$

$$r = 9cm$$

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{350cm}{9cm}$$

$$\lambda = 38,8 > 40 \rightarrow \text{verifica}$$

2. La capacidad resistente a flexocompresión de la columna surge de la interacción entre las dos solicitaciones. Esta interacción no es lineal, sino curva. Con los valores de las solicitaciones de la columna proporcionadas por el programa de cálculo

$$P_u = 257,95tn \text{ (257950kg)}$$

$$M_u = 4,76tm \text{ (476000kgcm)}$$

Con estos valores calculamos los normalizados correspondientes (P_N y M_N) que se obtienen dividiendo las solicitaciones por las dimensiones de la sección e ingresamos al diagrama de interacción para obtener la cuantía requerida



Esfuerzo normal normalizado

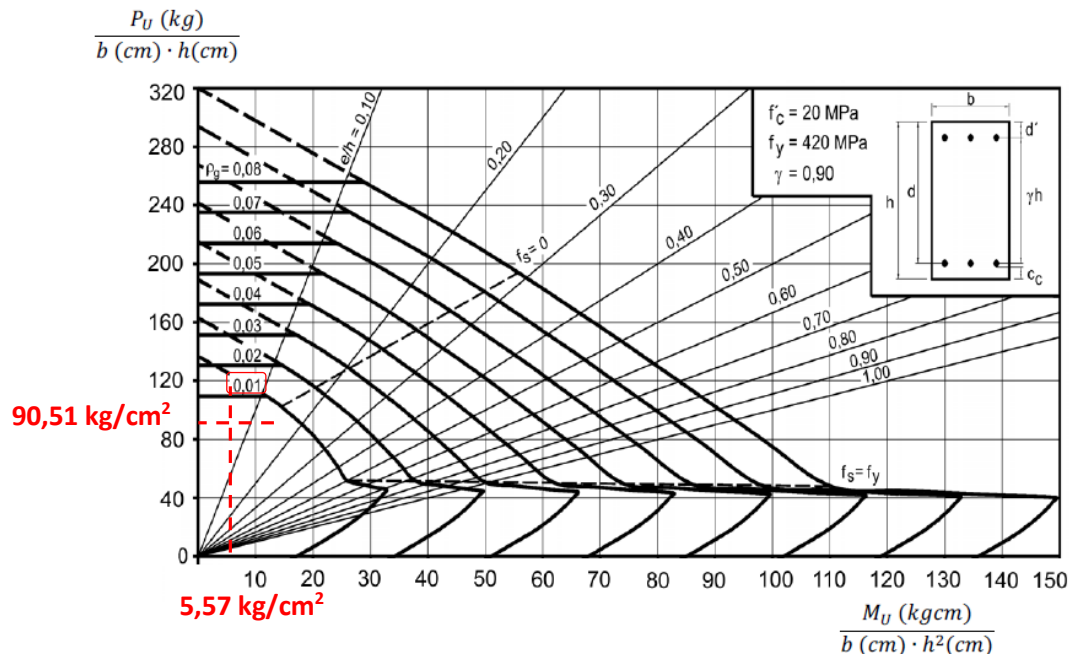
$$P_{uN} = \frac{257950kg}{95cm \times 30cm}$$

$$P_{uN} = 90,51 \frac{kg}{cm^2}$$

Momento flector normalizado

$$M_{uN} = \frac{476000kgm}{95cm \times (30cm)^2}$$

$$M_{uN} = 5,567 \frac{kg}{cm^2}$$



Con el valor de cuantía $\mu = 0,01$ calculamos la sección total requerida A_{st} para el armado

$$A_{st} = 0,01 \times 95cm \times 30cm$$

$$A_{st} = 28,5cm^2$$

La sección total se distribuye equitativamente a cada lado de la columna

$$A_s = A'_s = 14,25cm^2$$

Ingresamos a la tabla de secciones de acero para seleccionar la cantidad y diámetros que utilizaremos para cubrir la sección requerida

Diámetro	SECCIONES NOMINALES (cm²)									
	Cantidad de barras									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6 mm	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8 mm	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,03
10 mm	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12 mm	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
16 mm	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20 mm	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	21,99	25,14	28,27	31,42
25 mm	4,91	8,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10

Alternativa 1 = 5Ø20
(15,71cm²)

Alternativa 2 = 7Ø16
(14,07cm²)

3. Cuando el elemento está solicitado a compresión, como en el caso de columnas, la resistencia al corte aportado por el hormigón (en Newton) es:

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right) \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Por lo tanto, determinaremos si la sección de hormigón es suficiente para resistir el corte último solicitante $V_u = 2,03tn$ (2030kg) y sólo llevará estribos por cuantía mínima o será necesario calcular estribos para completar la resistencia requerida:

$$V_c = \left(1 + \frac{2579500N}{14 \times (300mm \times 950mm)}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{20Mpa} \times 950mm \times 260mm$$

$$V_c = 303033,4N \div 10 = 30303,34kg$$

Para cumplir con el requerimiento de resistencia en elementos solicitados a corte, la capacidad resistente reducida por el factor de seguridad debe ser igual o mayor que el esfuerzo de corte último solicitante.

$$V_c \phi > V_u$$

$$30303,34kg \times 0,75 > 2030kg \rightarrow \text{sólo requiere estribos mínimos}$$

4. Para completar el armado se seleccionan los estribos según el diámetro de la armadura principal:

Alternativa 1 = 5Ø20 (15,71cm²)

Diámetro de barras longitudinales (mm)	Diámetro mínimo de estribos (mm)
≤ 16 mm	6
20 mm y 25 mm	8

La separación debe ser menor a:

- $12 \times 20mm = 240mm$ (24cm)
- $48 \times 8 = 384mm$ (38,4cm)
- 30cm

Se adoptan estribos Ø8 cada 24cm de separación

Alternativa 2 = 7Ø16 (14,07cm²)

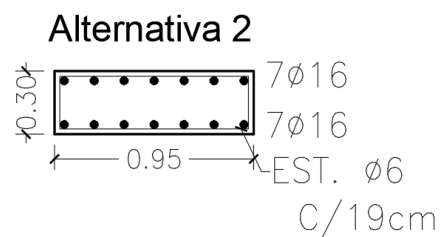
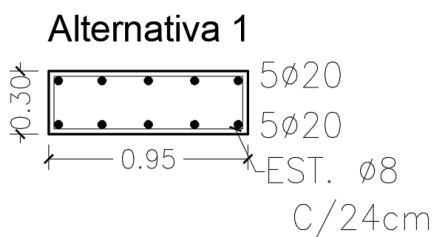
Diámetro de barras longitudinales (mm)	Diámetro mínimo de estribos (mm)
≤ 16 mm	6
20 mm y 25 mm	8

La separación debe ser menor a:

- $12 \times 16mm = 192mm$ (19,2cm)
- $48 \times 6 = 288mm$ (28,8cm)
- 30cm

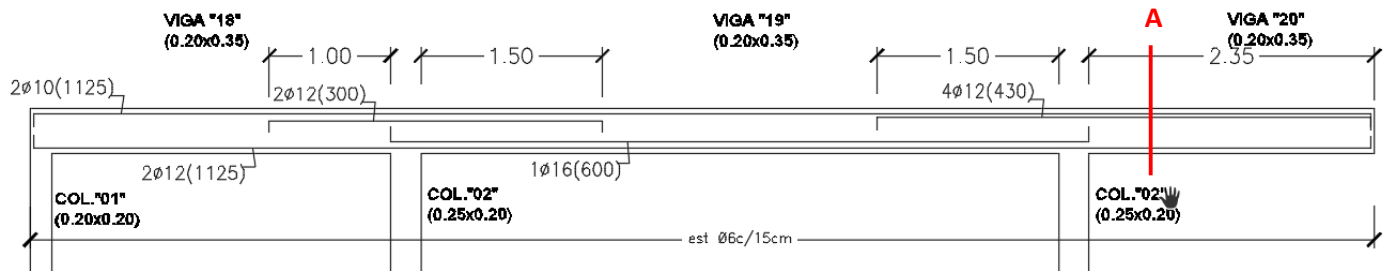
Se adoptan estribos Ø6 cada 19cm de separación

Para brindar un correcto arriostramiento a todas las barras longitudinales, cada una de ellas debe tener un soporte proporcionado por la esquina de un estribo. Podrá haber barras no soportadas siempre que su distancia a una barra soportada sea menor que 15 diámetros del estribo. Para el completamiento de este ejercicio no se realizará el cálculo de los estribos adicionales.

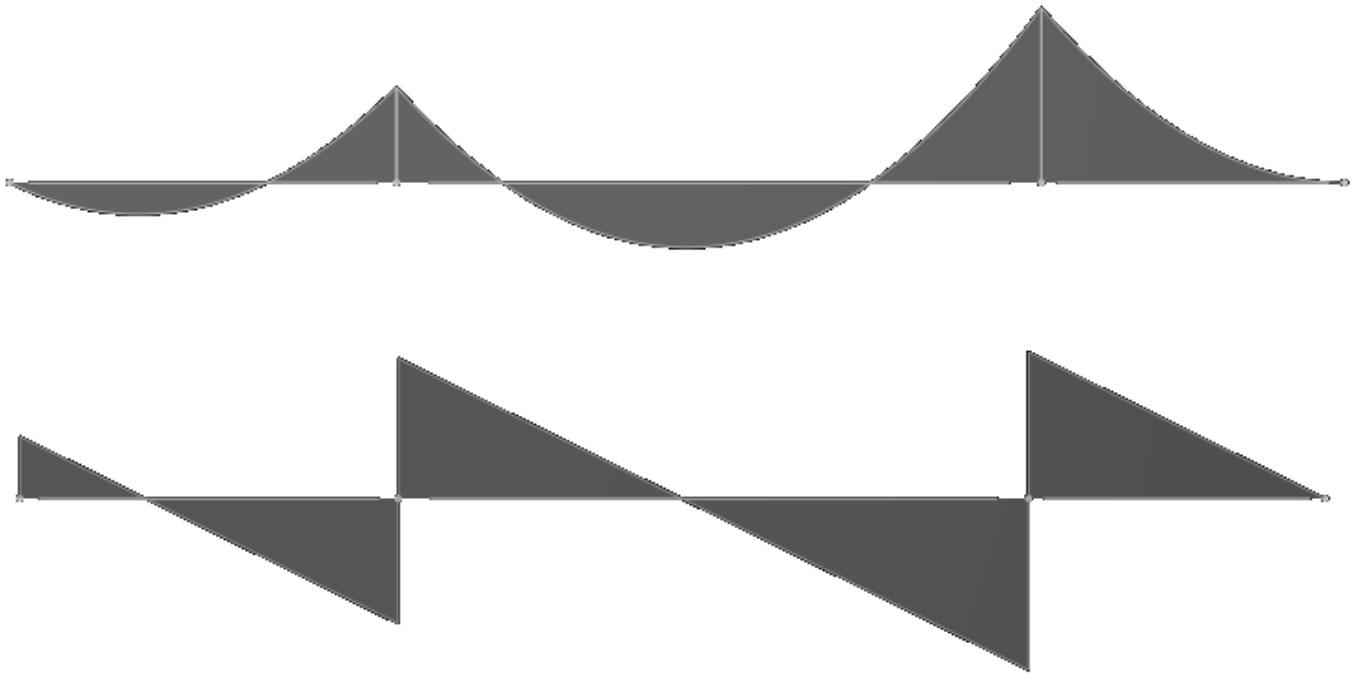


EJERCICIO 6

Según el siguiente detalle de armadura de vigas



1. Grafique cualitativamente el diagrama de momentos flectores y de esfuerzo de corte



2. Teniendo en cuenta el detalle de armado de las vigas 18-19-20, calcular el momento último que puede resistir con la armadura y un brazo de palanca de $Z = 28,5\text{cm}$, la sección indicada A

Sabiendo que:

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot Z \cdot \phi}$$

Comenzamos calculando la sección de acero que corresponde al esfuerzo de tracción, incluida la percha

$$A_s = 2\text{Ø}10 + 4\text{Ø}12$$

$$A_s = 1,58\text{cm}^2 + 4,52\text{cm}^2$$

$$A_s = 6,10\text{cm}^2$$

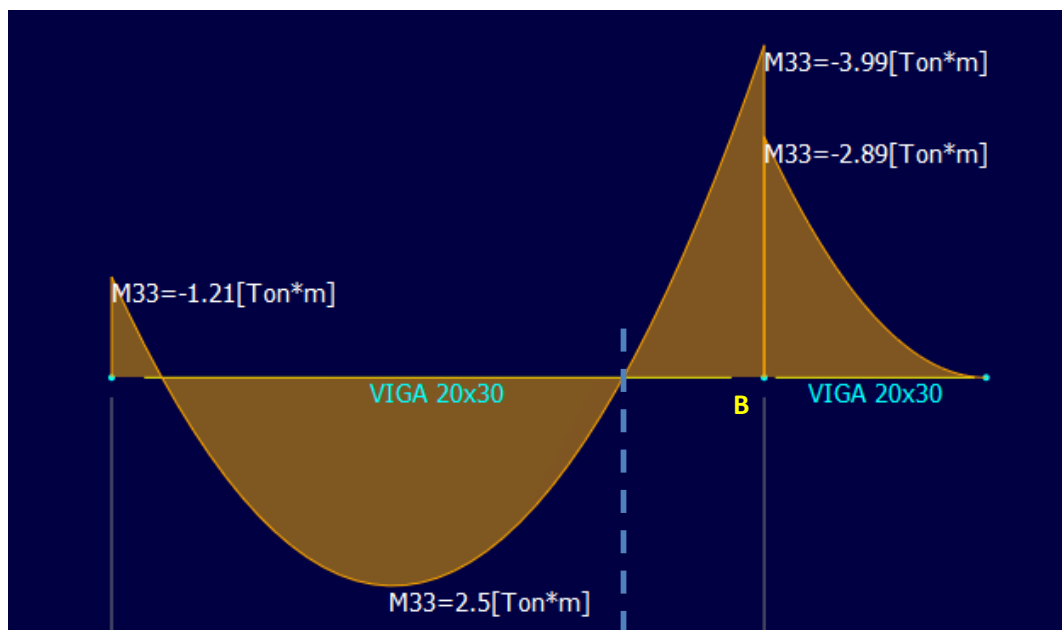
Luego calculamos el valor de momento último:

$$M_u = 6,1\text{cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 28,5\text{cm} \times 0,90$$

$$M_u = 657153\text{kgcm} (6,57\text{tm})$$

EJERCICIO 7

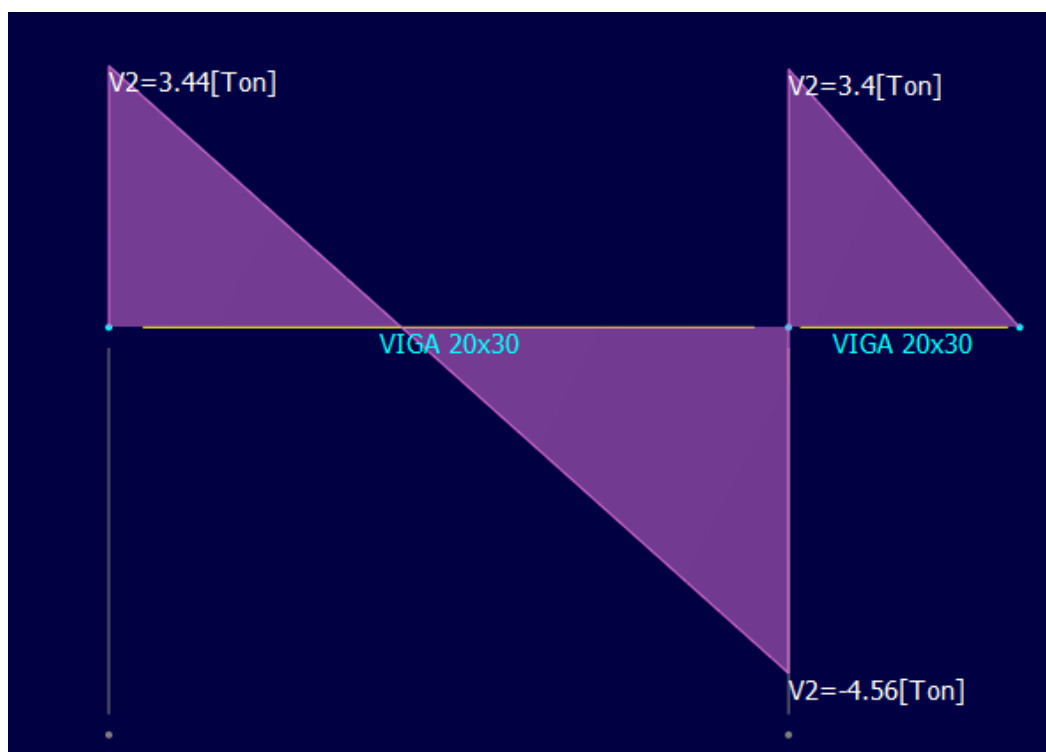
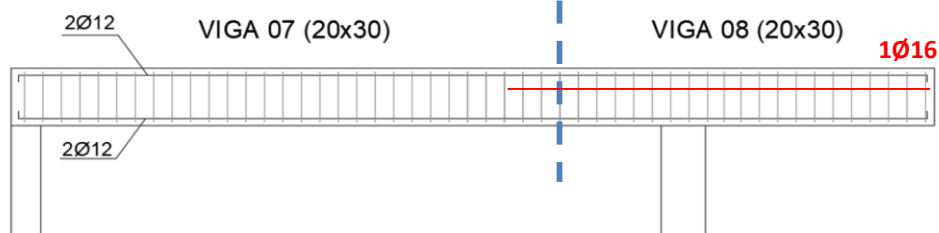
1. Teniendo en cuenta el siguiente diagrama de momentos flectores de una viga continua, verificar si una sección de 20cm x 30cm es adecuada para las solicitaciones. Justificar la respuesta mediante los cálculos pertinentes.
2. Completar el armado a flexión del apoyo B, considerando la armadura de percha propuesta en el detalle.



Datos:

Hormigón H20

Recubrimiento 3cm



Se verifica que la sección B no requiera doble armadura para resistir el momento último solicitante, de manera que se obtenga un armado económicamente razonable. Para ello se calcula el valor de momento reducido (m_n), y verificamos que no supere el valor de 0,268.

- Sección: 20cm x 30cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- M_u : 3,99tm

$$m_n = \frac{399000kgcm}{0,85 \times 200 \frac{kg}{cm^2} \times 20cm \times (27cm)^2 \times 0,9}$$

$$m_n = 0,172$$

La sección de 20cm x 30 cm resiste el momento último solicitante mayor.

Luego se verifica que la máxima capacidad de resistencia a corte de la sección de viga sea suficiente

- Sección: 20cm x 30cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- V_u : 4,56t

$$\frac{5}{6} \sqrt{20Mpa} \times 20cm \times 27cm \times 0,75 \times 10 \geq 4560kg \text{ (4,56tn)}$$

$$15093,45kg \geq 4560kg \rightarrow VERIFICA$$

Para completar el detalle de armado, obtener a partir de momento reducido, $m_n = 0,172$ el valor de K_a o K_z en esta resolución trabajaremos con el brazo de palanca Z por lo que utilizaremos K_z

$$k_z = 0,902 \quad \text{brazo de palanca} \quad Z = 0,902 \times 27cm \rightarrow 24,35cm$$

Sección necesaria de acero

$$A_s = \frac{399000kgcm}{4200 \frac{kg}{cm^2} \times 24,35cm \times 0,90}$$

$$A_s = 4,33cm^2$$

Obtenida la sección de acero necesaria debemos descontar la sección aportada por la percha, y cubrir el resto, definiendo la cantidad y diámetros de las barras que utilizaremos para el armado de la viga.

Sección B apoyo:

Sección necesaria: 4,33 cm²

Sección a cubrir con la armadura suplementaria: 4,33 cm² - 2,26 cm² = 2,07 cm²

Las opciones propuestas son:

- 1Ø16 (2,01 cm²) diferencia despreciable
- 2Ø12 (2,26cm²)

Optamos para la armadura suplementaria del apoyo B, 1Ø16 (2,01cm²) La longitud de la misma será desde el borde libre del voladizo, extendiéndose hasta superar el punto de inflexión por lo menos 30cm