

CANTIDAD DE NOTAS ENTREGADAS: 4

ALUMNO: Gonzalo de Bárbara

1. En una viga de hormigón con la correspondiente armadura de flexión y CON estribos:
- Se produce rotura sin aviso
  - Se produce rotura con aviso
  - Se produce rotura debido a flexión antes de que ocurra por corte
  - Se produce rotura debido a corte antes de que ocurra por flexión
  - Se produce rotura por corte en el hormigón
  - Se produce rotura por esfuerzos de tensión diagonal

2. En una sección de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> armada con estribos:

- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a compresión
- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a tracción
- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a corte

3. ¿Cuándo y porqué deben diseñarse estribos de 4 ramas o más?

Rta: Deben diseñarse cuando la sección de armadura de corte es muy grande esto hace que si se colocan solamente dos ramas, los estribos sean de una sección con diametro grande.

4. ¿Qué funciones cumplen las Armaduras Longitudinales en una columna?

Rta: Las armaduras longitudinales son las encargadas de brindar resistencia, además de deformarse de manera solidaria con el hormigón



ALUMNO: Gonzalo de Barbera

8. Para el siguiente pórtico:

Datos:

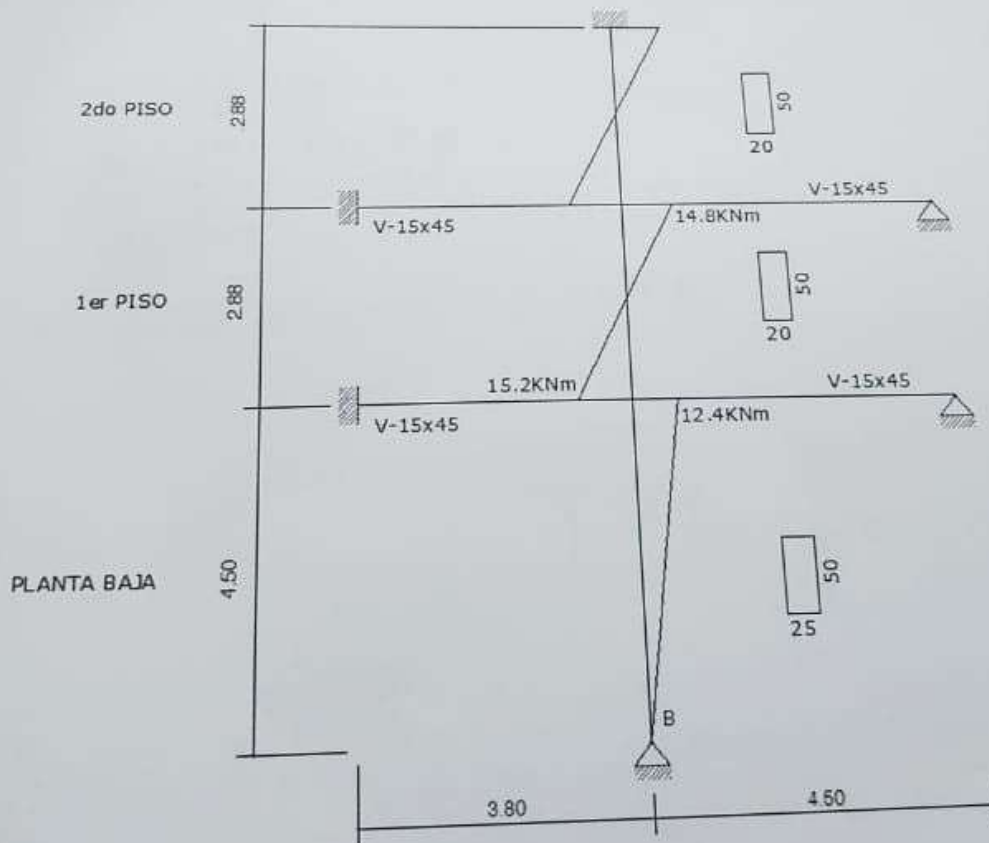
Hormigón H-25

Acero ADN 420

Cargas 1° piso:  $P_D = 742\text{kN}$  ;  $P_L = 310\text{kN}$

Cargas PB:  $P_D = 815\text{kN}$  ;  $P_L = 340\text{kN}$

- Para las columnas de PB y 1° piso, analizar si es necesario considerar efectos de 2° orden (VSP)
- Detallar el procedimiento a seguir, si fuese necesario tener en cuenta esfuerzos de 2° orden
- En caso de que no haya que considerar dichos efectos, dimensionar la columna e indicar el armado.



Gonzalo de Bárbara - L.U. 99823

7)

①

$A_{sp} = 5,45 \text{ m}^2 \rightarrow$  Para la armadura de flexión coloco 3 $\phi$ 16.

$$\gamma_{mro} = \frac{16 \text{ kN}}{\text{m}^3}$$

M25.

$$q_{D11} = \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,65 \text{ m} = 8,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{D12} = \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,50 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$q_{DFF} = \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{Dmuro} = \frac{16 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,18 \text{ m} \cdot 2,60 \text{ m} = 7,49 \text{ kN/m}$$

$$q_D = 28,69 \text{ kN/m}$$

$$q_{L1} = \frac{2 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,65 \text{ m} = 3,30 \text{ kN/m}$$

$$q_{L2} = \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,50 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$q_L = 10,80 \text{ kN/m}$$

POR SER VANDIHO

$$q_M = 1,2 \cdot \frac{28,69 \text{ kN}}{\text{m}} + 1,6 \cdot \frac{10,8 \text{ kN}}{\text{m}} = 51,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calculo  $V_M \rightarrow$



$$V_M = \frac{q_M \cdot l}{2}$$

$$V_M = \frac{51,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5 \text{ m}}{2} = 129,1 \text{ kN}$$

Primeramente calculo la armadura corte para la viga 3:

Calculo corte efectivo:  $V_{efec} = V_M \rightarrow$  Por ser el fijo de la columna.

$$V_{efec} = 129,1 \text{ kN.}$$

$$\text{Calculo } V_n = \frac{129,1 \text{ kN}}{0,75} = 172,15 \text{ kN}$$

Verifico trazo de compresión:

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$172,15 \text{ kN} \leq \frac{5}{6} \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot \frac{180 \text{ mm} \cdot 470 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}}$$

$$\underline{172,15 \text{ kN} \leq 352,5 \text{ kN}} \quad \rightarrow \text{Verifica}$$

Calculo el esfuerzo de corte absorbido por el hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\underline{V_c = 70,5 \text{ kN}}$$

Como  $V_n \geq V_c$ , debo calcular armadura de corte:

Como  $V_n \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ , estoy en zona 2. Ahora calculo el esfuerzo de corte que absorbe la armadura:

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = 172,15 \text{ kN} - 70,5 \text{ kN}$$

$$\underline{V_s = 101,65 \text{ kN}}$$

Con este valor, calculo  $A_v$ :

$$A_v = \frac{V_s}{f_y \cdot d}$$

$$A_v = \frac{101,65 \text{ kN}}{420000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,47 \text{ m}}$$

$$\underline{A_v = 5,14 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad \rightarrow \text{Verifico armadura mínima:}$$

$$A_{v \text{ min}} = \frac{0,33 \cdot b_w}{f_y}$$

$$A_{v \text{ min}} = \frac{0,33 \cdot 180 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{420 \text{ MPa}} \cdot (100 \text{ cm})^2$$

$$\underline{A_{v \text{ min}} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}} \quad \rightarrow \text{Verifica}$$

Gonzalo de Bárbara - L.U. 99823

Calculo el  $n^2$  de estribos por metro:

$$n = \frac{A_v}{m \cdot s}$$

Elijo 2 ramas y  $\phi 6$  para dimensionar:

$$n = \frac{5,14 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,28 \text{ cm}^2} = 9,18$$

Calculo la separación:  $s = \frac{100 \text{ mm}}{9,18} = 10,89 \text{ mm}$

Verifico separación máxima:  $s = \frac{d}{2} = \frac{47 \text{ mm}}{2} = 23,5 \text{ mm}$

Adopto  $\phi 6 \text{ c}/10 \text{ mm}$

Ahora calculo la armadura de corte del todo de la columna 2:

Calculo  $V_{efec} \Rightarrow$

$$V_{efec} = V_u - q_u \left( d + \frac{e_{columna}}{2} \right)$$

$$V_{efec} = 129,1 \text{ kN} - 51,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \left( 0,47 \text{ m} + \frac{0,3 \text{ m}}{2} \right)$$

$$V_{efec} = 97,1 \text{ kN}$$

Calculo  $V_n$ :

$$\frac{V_{efec}}{\phi} = V_n = \frac{97,1 \text{ kN}}{0,75} = 129,5 \text{ kN}$$

Verifico trieta de compresión:

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$129,5 \text{ kN} \leq 352,5 \text{ kN} \rightarrow \text{Verificado.}$$

Esfuerzo de corte debidos por el hormigón solo:

$$V_c = 70,5 \text{ kN}$$

Como  $V_n \geq V_c$ , calculo armadura de corte, como  $V_n \leq \frac{1}{2} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$  eslog en zona 2.

Calculo  $V_s$ :

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n - V_c = V_s$$

$$129,5 \text{ kN} - 70,5 \text{ kN} = 59 \text{ kN} = V_s$$

Calculo  $A_v$ :

$$A_v = \frac{59 \text{ kN}}{410000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 0,43 \text{ m}}$$

$$A_v = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 1,41 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Aramadura mínima)}$$

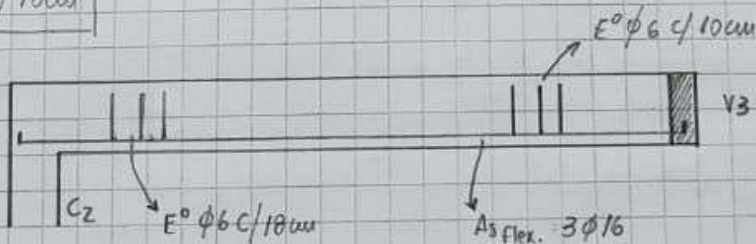
Calculo  $n$  de estribos por m:

$$n = \frac{A_v}{m \cdot 0,5}$$

Adopto 2 ramas y  $\phi 6$  :  $n = \frac{3 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,28 \text{ cm}^2} = 5,36$

Calculo la separación :  $s = \frac{100 \text{ cm}}{5,36} = 18,6 \text{ cm} \leq 23,5 \text{ cm}$  (Sep. máxima)

Adopto  $\phi 6$  c/18cm



Exercício de Bárbara - L.V. 99823

3

B) H25

H25 120

Cargas 1º Piso:  $P_D = 742 \text{ kN}$

$P_L = 310 \text{ kN}$

Cargas PB:  $P_D = 815 \text{ kN}$

$P_L = 340 \text{ kN}$

$k_{1º \text{ Piso}} = 0,77$

$k_{PB} = 0,86$

a) Para el 1º Piso:

Se tiene que  $k = 0,77$

Por lo tanto, verifico que  $\lambda_{m1} \leq \lambda_{lim}$

$$\lambda_{m1} = \frac{k \cdot L_e}{r}, \text{ donde } r = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{200 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 5,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_{m1} = \frac{0,77 \cdot 2880 \text{ mm}}{5,77 \text{ cm}} = 38,43$$

$$\lambda_{lim} = 34 + 12 \cdot \left( \frac{14,8 \text{ kNm}}{15,2 \text{ kNm}} \right) = 45,68$$

Como  $\lambda_{m1} \leq \lambda_{lim}$ , NO ES NECESARIO CONSIDERAR EFECTOS DE 2º ORDEN

Para la planta baja:

En este caso  $k = 0,86$

Verifico que  $\lambda_{m2} \leq \lambda_{lim}$

$$\lambda_{m2} = \frac{k \cdot L_e}{r}, \text{ donde } r = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{250 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 7,22 \text{ cm}$$

$$\lambda_{m2} = \frac{0,86 \cdot 4500 \text{ mm}}{7,22 \text{ cm}} = 53,60$$

$$\lambda_{lim} = 34$$

Como  $\lambda_{m2} \geq \lambda_{lim}$ , ES NECESARIO CONSIDERAR EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

b) En el caso de la columna de planta baja, se tiene que la esbeltez es mayor a la estable. También, por lo tanto, es necesario considerar los efectos de segundo orden.

Para esto, lo que se hace es calcular un momento amplificado  $M_e$ , que se calcula afectando el  $M_{min}$  por un factor de amplificación  $\delta_{s2}$ . Con esto, se logra cubrir los desplazamientos laterales que genera la gran esbeltez de la columna.

Una vez amplificado el momento, se procede a continuar el dimensionado de la columna utilizando  $M_e$ .

c) Para dimensionar la columna, utilizo dos coeficientes adimensionales  $m$  y  $n$ , para ingresar en el abaco de interacción (se dimensiona la columna del 1° piso)

$$P = \frac{P_u}{A_g}, \quad \text{con } P_u = 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L = 1,2 \cdot (792 \text{ kN}) + 1,6 \cdot (310 \text{ kN})$$
$$= 1386,4 \text{ kN}$$

$$A_g = b \cdot h = 200 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} = 0,1 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{1386,4 \text{ kN}}{0,1 \text{ m}^2} = 13864 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13,86 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{15,2 \text{ kNm}}{0,1 \text{ m}^2 \cdot 0,2 \text{ m}} = \frac{755 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 0,75 \text{ MPa}$$

Calculo  $\gamma$  para saber a qué abaco ingresar:

$$\gamma = \frac{h - 2 \cdot c_o}{h}$$

$$\gamma = \frac{200 \text{ mm} - (2 \cdot 40 \text{ mm})}{200 \text{ mm}}$$

$$\gamma = 0,6$$

Ingreso en el abaco  $\gamma = 0,60$   $f_y = 420 \text{ MPa}$   $f'_c = 25 \text{ MPa}$ . y obtengo  $\rho$

$$\rho = 0,015$$

Sección de RC - L.V. 99813

con  $\rho$ , calculo  $A_{se} = \rho \cdot A_g$

$$A_{se} = 0,015 \cdot 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 30 \text{ cm}^2$$

Verifico cantidad mínima, ya que  $\rho > 0,01$

Coloco 4  $\phi 16$  en cada cara. Entonces la separación será:

$$S = \frac{(500 \text{ mm} - 80 \text{ mm})}{3}$$

↓  
espaciamiento

$$S = 140 \text{ mm} \geq 1,5 \cdot d_b = 1,5 \cdot 1,60 \text{ m} = 2,40 \text{ m} \rightarrow \text{Verifico separación mínima}$$

Como la armadura longitudinal es de  $\phi 16$ , los estribos los coloco de  $\phi 6$ , la separación debe ser:

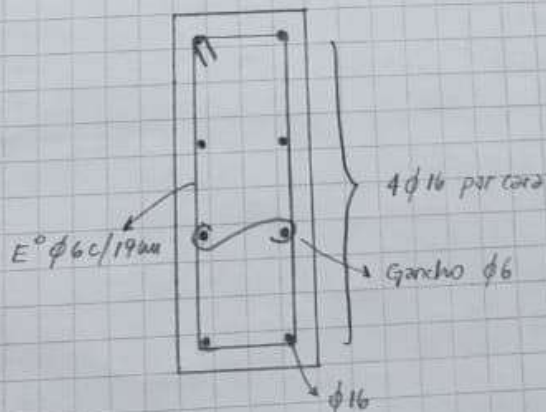
$$S \leq 12 \cdot d_b$$

$$S \leq 12 \cdot 1,60 \text{ m}$$

$$S \leq 19,2 \text{ m}$$

Por lo tanto ubico los estribos cada 190 mm, ya que verifico también que la separación entre los estribos sea menor al lado más chico de la columna.

El gancho, en tanto, será del mismo diámetro que los estribos ( $\phi 6$ )



2° Parcial

1

ALUMNO JESSEK KEVIN

3 hojas

1. En una viga de hormigón con la correspondiente armadura de flexión y CON estribos:
- Se produce rotura sin aviso
  - Se produce rotura con aviso
  - Se produce rotura debido a flexión antes de que ocurra por corte ✓
  - Se produce rotura debido a corte antes de que ocurra por flexión
  - Se produce rotura por corte en el hormigón
  - Se produce rotura por esfuerzos de tensión diagonal

2. En una sección de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> armada con estribos:

- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a compresión
- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a tracción ✓
- Las armaduras asociadas al esfuerzo de CORTE están sometidas a corte

3. ¿Cuándo y porqué deben diseñarse estribos de 4 ramas o más?

Rta: Cuando tenemos secciones muy anchas y el ancho excede la separación mínima

4. ¿Qué funciones cumplen las Armaduras Longitudinales en una columna?

Rta: Aportan resistencia, ya que gracias a la adherencia con el hormigón trabajan en conjunto.

Aporta también ductilidad

Incompleto

5. Si la esbeltez de una columna vale:  $\lambda > 100$ . ¿Como debe procederse?

Rta: Se debe verificar pandeo y que  $\lambda < 5 \lambda_{lim}$ .  
 Si no, se deben considerar efectos de 2º orden

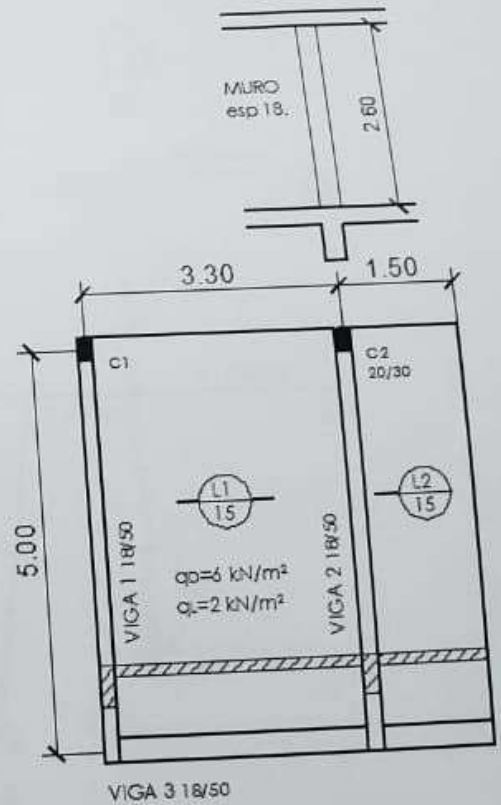
6. ¿Hasta que valor límite es aceptado el factor de amplificación para considerar VSP?

Rta:  $\lambda_{lim}$  no debe superar  $\lambda_{lim} = 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

7. DIMENSIONAR la VIGA 2

- Diseñar los estribos considerando dividir la Viga en mitades.
- Dibujar una vista lateral de la viga indicando todas las armaduras, si  $A_s$  flexión =  $5,45 \text{ cm}^2$

Considerar el peso propio del muro  $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$   
 Hormigón H 25



8. Para el siguiente pórtico:

Datos:

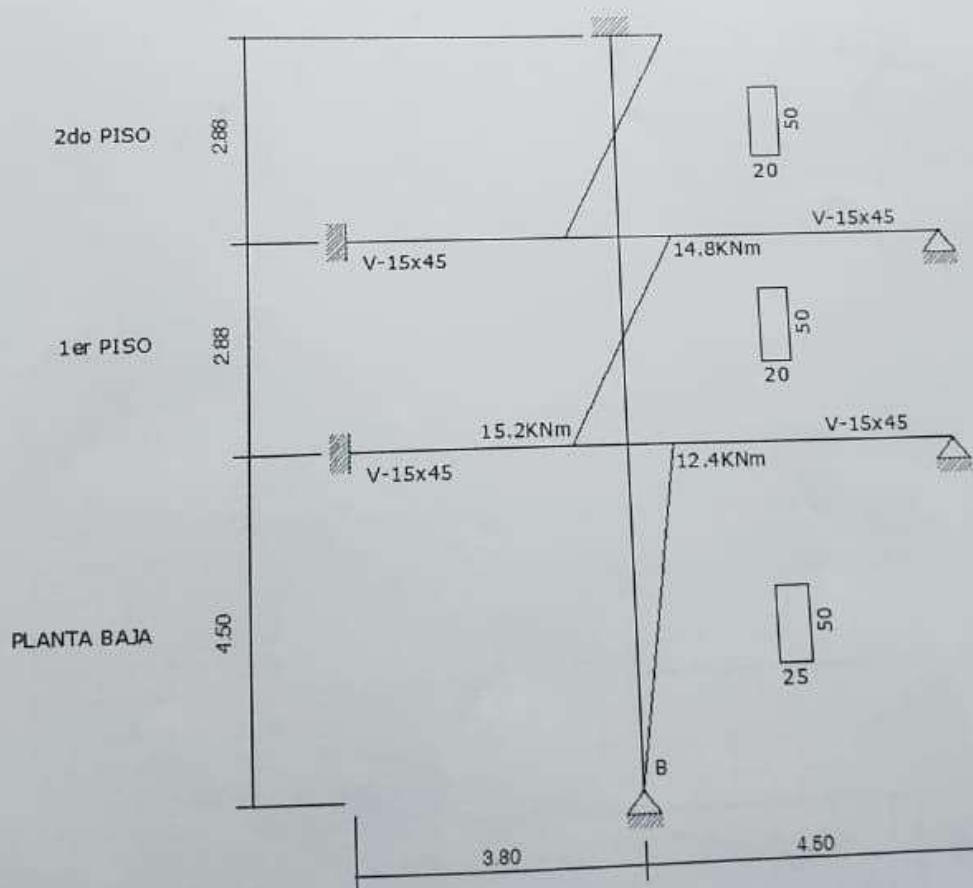
Hormigón H-25

Acero ADN 420

Cargas 1º piso:  $P_D = 742\text{kN}$  ;  $P_L = 310\text{kN}$

Cargas PB:  $P_D = 815\text{kN}$  ;  $P_L = 340\text{kN}$

- Para las columnas de PB y 1º piso, analizar si es necesario considerar efectos de 2º orden (VSP)
- Detallar el procedimiento a seguir, si fuese necesario tener en cuenta esfuerzos de 2º orden
- En caso de que no haya que considerar dichos efectos, dimensionar la columna e indicar el armado.



7) Vigas 2

$$q_D = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_L = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_U = 10,4 \text{ kN/m}^2$$

Cargas sobre  $V_2$ :

$$q_{D\text{Lent}} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{3,3\text{m}}{2} = 9,9 \text{ kN/m}$$

$$q_{DL2} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5\text{m} = 9 \text{ kN/m}$$

$$q_{L1} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{3,3\text{m}}{2} = 3,3 \text{ kN/m}$$

$$q_{L2} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5\text{m} = 3 \text{ kN/m}$$

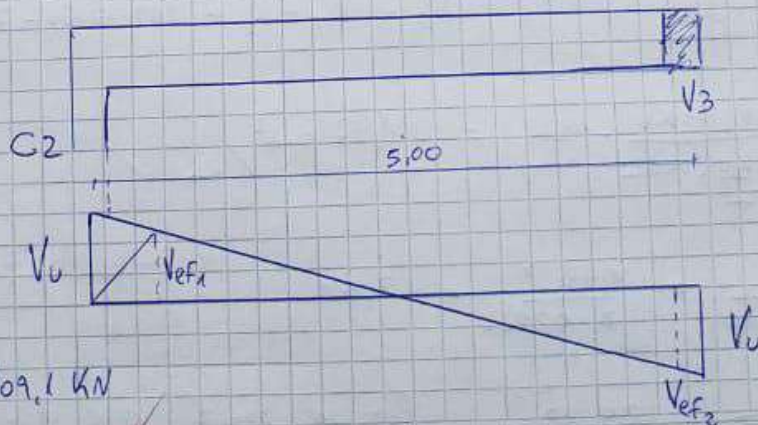
$$q_{D\text{piso}} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,6\text{m} \cdot 0,18\text{m} = 7,49 \text{ kN/m}$$

$$q_{D\text{pared}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,18\text{m} \cdot (0,3\text{m} - 0,15\text{m}) = 1,58 \text{ kN/m}$$

$$q_D = \sum q_{Di} = 9,9 \text{ kN/m} + 9 \text{ kN/m} + 7,49 \text{ kN/m} + 1,58 \text{ kN/m} = 27,97 \text{ kN/m}$$

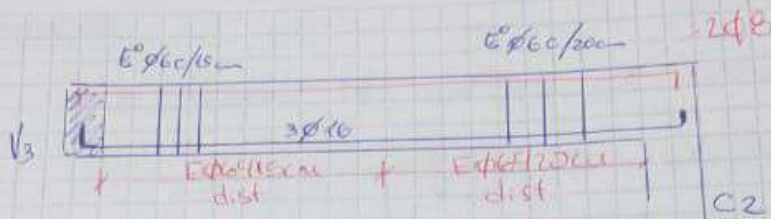
$$q_L = 3,3 + 3 = 6,3 \text{ kN/m}$$

$$q_U = 43,84 \text{ kN/m}$$



NOTA

⊗ Advertencia: no poder dibujada al revés



8) Col. 10 P<sub>100</sub> → P<sub>0</sub> = 742 kN    P<sub>c</sub> = 310 kN  
 P<sub>u</sub> = 1386,4 kN

$$\lambda_m = \frac{l_e}{r} \quad l_e = l_c \cdot k_i \quad , \quad k_i = 0,77$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{12}} = 28$$

$$\lambda_{m\text{-lim}} = 34 - \frac{12 \cdot \pi^2}{\pi^2} = 34 - \frac{12 \cdot 9,8}{-15,2} = \text{---} = 45,68$$

→ λ<sub>m</sub> = 40

$$\lambda_m = \frac{0,77 \cdot 2,88 \text{ m}}{0,28 \cdot \sqrt{12}} = 38,41$$

w = 11 kN/m

$\lambda_m < \lambda_{m\text{-lim}}$  ∴ No es necesario considerar efectos de 2º orden ✓

Col. PB

$$\lambda_m = \frac{0,86 \cdot 4,5 \text{ m}}{0,29 \cdot \sqrt{12}} = 53,62$$

$$\lambda_{m\text{-lim}} = 34 - \frac{12 \cdot \pi^2}{\pi^2} = 34 \quad \checkmark$$

$\lambda_m > \lambda_{m\text{-lim}}$  → Deben considerarse efectos de 2º orden ✓

b) Se deben calcular momentos amplificados ✓

con  $M_c = \gamma_{ns} \cdot M_2$

incompleto

JESSE KEVIN

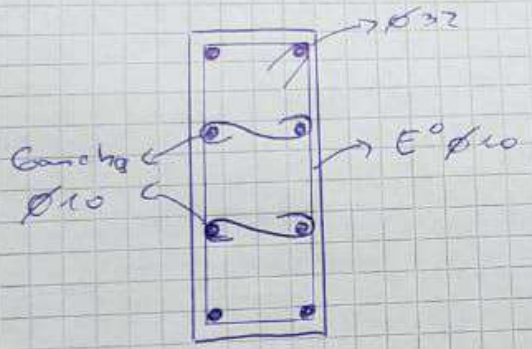
c) Col 10 Piso  
 $P_D = 742 \text{ kN}$      $P_L = 310 \text{ kN}$      $P_U = 1386,4 \text{ kN}$

Entre a Diagrama de Interacção

$$\eta = \frac{1386,4 \text{ kN}}{20 \times 30} = 2,3 = 23,17\%$$

$$\mu = \frac{15,2 \cdot 100}{20 \times 30 = 20} = 0,13 = 13,17\% \quad \beta_3 = 0,057$$

$$A_s = 0,057 \cdot b \cdot h = 57 \text{ cm}^2 \quad 8 \phi 32$$



HAL

1º Cálculo los esfuerzos necesarios del lado de C2:

$$V_u = 109,1 \text{ kN}$$

$$V_{ef} = V_u - q_u \left( d + \frac{e_s}{2} \right) = 109,1 \text{ kN} - 43,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (0,47 + 0,15)$$

$$V_{ef} = 82 \text{ kN} \checkmark$$

$$V_n = \frac{V_{ef}}{\phi} = \frac{82 \text{ kN}}{0,75} = 109,33 \text{ kN} \checkmark$$

Verifico biela de compresión

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$109,33 \text{ kN} \leq \frac{5}{6} \sqrt{25} \cdot \frac{100 + 470}{1000} = 352,5 \text{ kN} \checkmark$$

Esfuerzo de corte que toma el Hº:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 70,5 \text{ kN} \checkmark$$

$$V_n > V_c \rightarrow \text{zona 2 o 3}$$

$$V_{z2} = \frac{1}{2} \sqrt{f'_c} b_w d = 211,5 \text{ kN} > V_n \rightarrow \text{zona 2}$$

Cálculo armadura

$$A_s = \frac{V_s}{f_y d}, \quad V_s = V_n - V_c = 109,33 \text{ kN} - 70,5 \text{ kN} = 38,83 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{38,83 \text{ kN} \cdot 1000}{42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 47 \text{ cm}} = 1,97 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Falta Armar

ET - Número barras  $n = \frac{A_s}{m \cdot a_s} = \frac{1,97 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,28 \text{ cm}} = 3,51$

Separación

NOTA  $s = \frac{100 \text{ cm}}{n} = 28,47 \text{ cm}$ , Por ser zona 2  $s \leq \frac{d}{2} = 23,5 \text{ cm}$

∴ Coloco Eº Ø6 c./23,5 cm ≈ 20 cm

Ahora calculo los estribos del lado de  $V_3$ : lesser  $V_{uV}$

$$V_{ef2} = V_u - q_u \cdot \left(\frac{0,18-}{2}\right)$$

$$V_{ef2} = 109,1 \text{ kN} - 43,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,09 \text{ m} = 105,17 \text{ kN} \checkmark$$

$$V_n = \frac{V_{ef2}}{\phi} = \frac{105,17 \text{ kN}}{0,75} = 140,23 \text{ kN} \checkmark$$

Verif. biela compresión

$$V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$140,23 \text{ kN} \leq 352,5 \text{ kN} \checkmark \checkmark$$

$$V_c = 70,5 \text{ kN} \checkmark \quad V_{z2} = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'} b_w d = 211,5 \text{ kN}$$

$$V_c < V_n < V_{z2} \rightarrow \text{zona 2} \checkmark$$

Calculo armadura:

$$A_s = \frac{V_s}{f_y d} \quad ; \quad V_s = V_n - V_c = 140,23 \text{ kN} - 70,5 \text{ kN} = 69,73 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{69,73 \text{ kN} \cdot 1000}{420 \text{ kN} \cdot 470 \text{ mm}} = 3,53 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Falta  $A_{smin}$

~~Calculo armadura:~~

$$n = \frac{A_s}{n \cdot a_s} = \frac{3,53 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,5 \text{ cm}^2} = 3,53$$

$$s = \frac{100 \text{ cm}}{n} = 28,33 \text{ cm}$$

$$s \leq d/2 = 23,5 \text{ cm} \checkmark$$

$$n = \frac{3,53 \text{ cm}^2}{2 \cdot 0,28 \text{ cm}^2} = 6,3$$

Adopto  
 $e^{\circ} \phi 6 \text{ c/15 cm} \checkmark$

$$NOI \quad s = \frac{100 \text{ cm}}{n} = 15,86$$