

MATERIAL DE APOYO PARA AUTOCORRECCIÓN



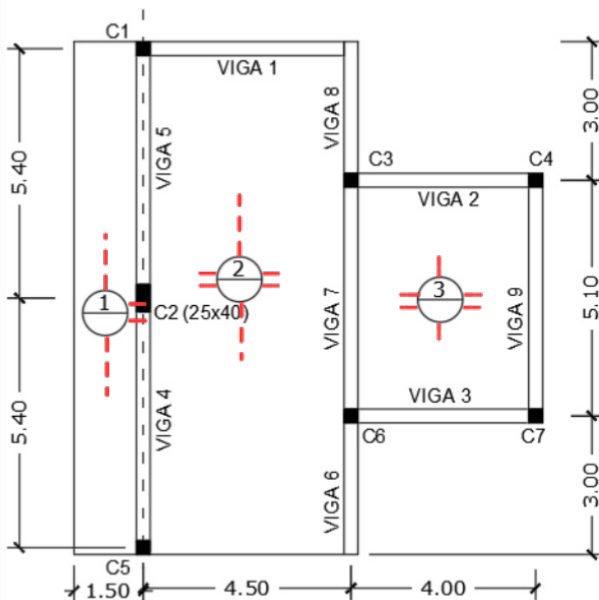
ESTRUCTURAS IIA – SEGUNDO PARCIAL

TM1

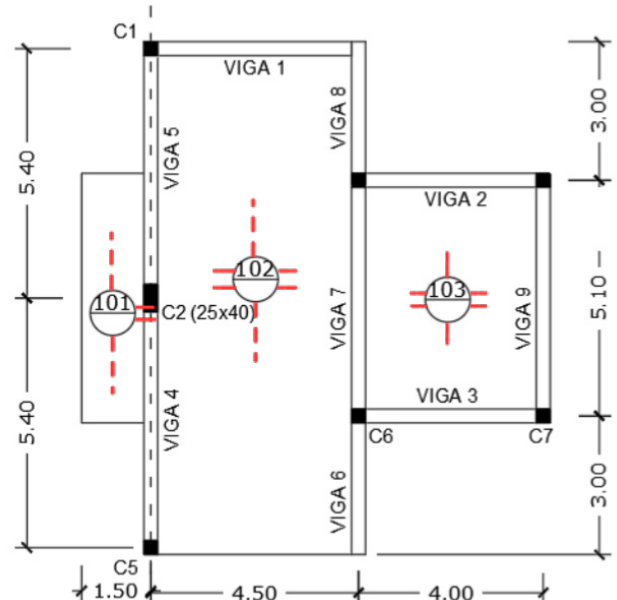
EJERCICIO A

La planta de estructura de 5 niveles de 3m de altura cada uno, está conformada por losas macizas, vigas, columnas y tabiques de H⁹A⁹.

1. Indicar la dirección de armado de todas las losas (2p)



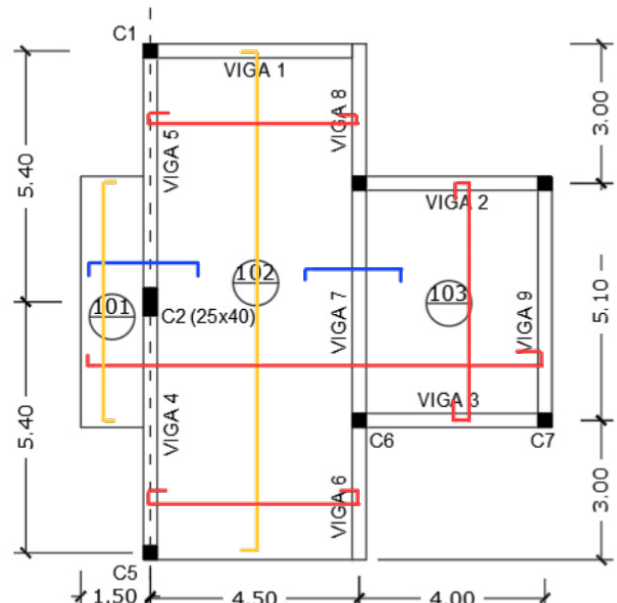
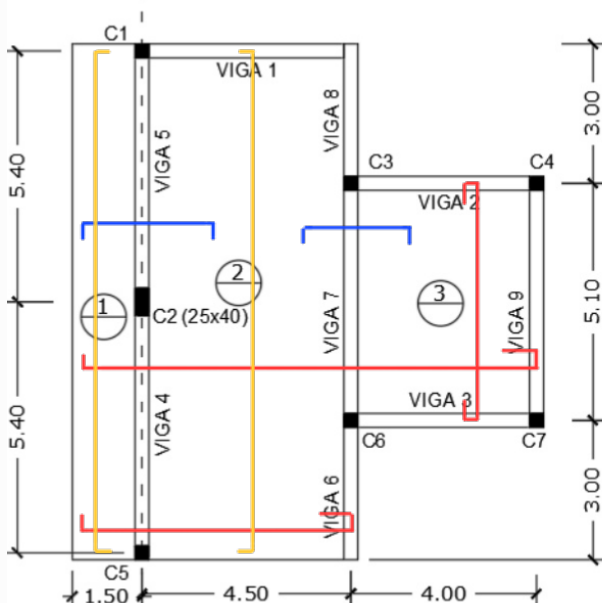
ESQUEMA ESTRUCTURAL 1º - 2º - 3º NIVEL



ESQUEMA ESTRUCTURAL 4º - 5º

- L 1-101 voladizo.
- L 2-102 losa armada en una dirección (no cuenta con los 4 apoyos).
- L 3-103 losa armada en dos direcciones (cuenta con los 4 apoyos y da la relación de luces).

2. Graficar cualitativamente todas las armaduras de las losas del primer nivel (3p)



- Armadura principal tramo ■ Armadura principal de apoyo ■ Armadura de repartición.

3. Calcular el momento con el que dimensionaría la armadura de tramo de la losa 102, en su situación más desfavorable (3p)

Se considera el tramo sin continuidad como la situación mas desfavorable

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

• Datos: q_D 500 kg/m^2 q_L 250 kg/m^2

• Carga última de losa:

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

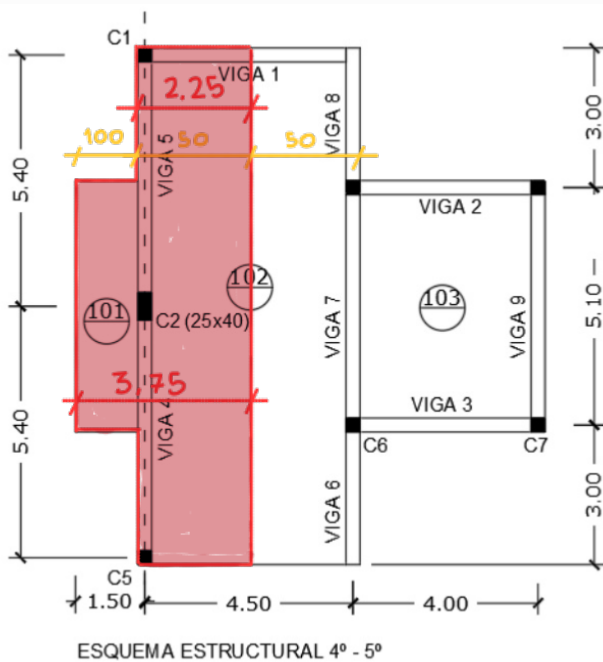
$$q_u = 1000 \text{ kg/m}^2, \text{ se considera una}$$

$$\text{faja de } 1\text{m} = 1000 \text{ kg/m}$$

• Momento flector último:

$$M_u = \frac{1000 \text{ kg/m} \cdot (4,5\text{m})^2}{8} = 2.531,25 \text{ Kg/m}$$

4. Calcular la carga equivalente de servicio sobre las vigas 4 y 5 del quinto nivel. Graficar sobre la planta el área de influencia correspondiente. Representar las cargas con sus valores en un esquema de las vigas. Considerar el peso propio de las vigas. (5p)



• Carga de servicio:

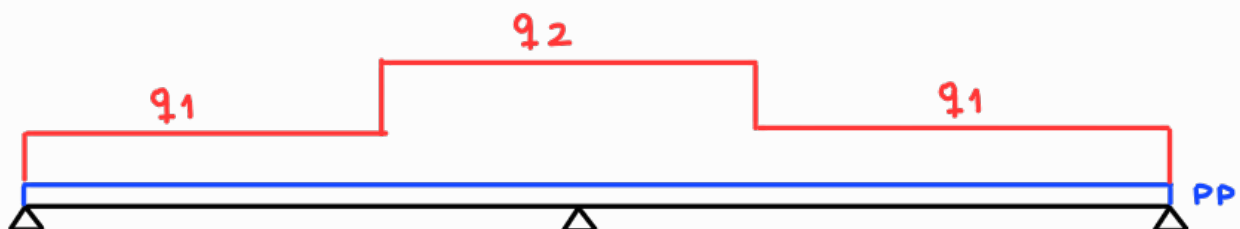
$$q_s = 500 \text{ kg/m}^2 + 250 \text{ kg/m}^2 = 750 \text{ kg/m}^2$$

• Carga equivalente de servicio de losa:

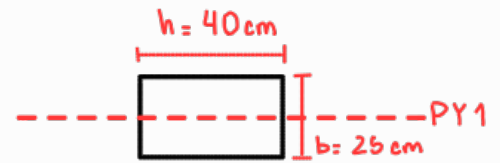
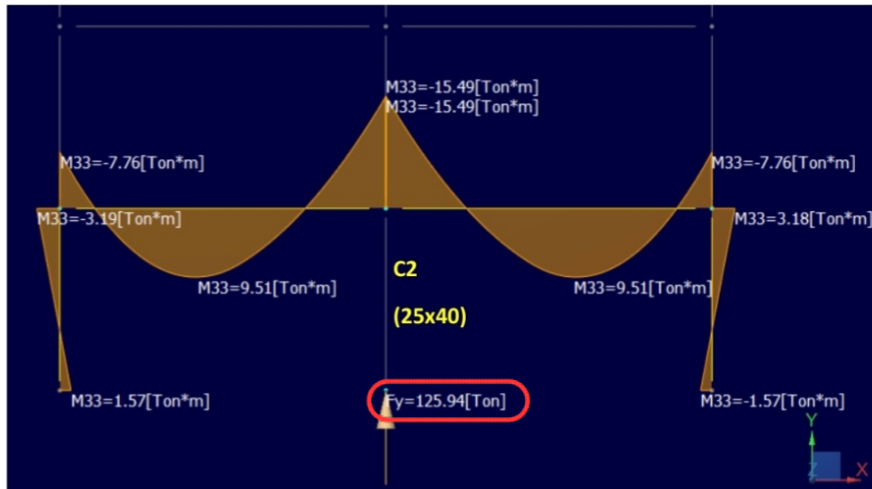
$$q_1 = 2,25 \times 750 \text{ kg/m}^2 = 1687,5 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 3,75 \times 750 \text{ kg/m}^2 = 2812,5 \text{ kg/m}$$

$$PP_v = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$



5. Con los siguientes resultados obtenidos del análisis estructural, calcular las armaduras necesarias para resistir flexocompresión de la columna C02 en planta baja, con respecto al plano PY1. Graficar la sección propuesta, indicando claramente b y h; y cantidad de barras del Ø16 utilizadas. (3p)



- Esfuerzo normal reducido:

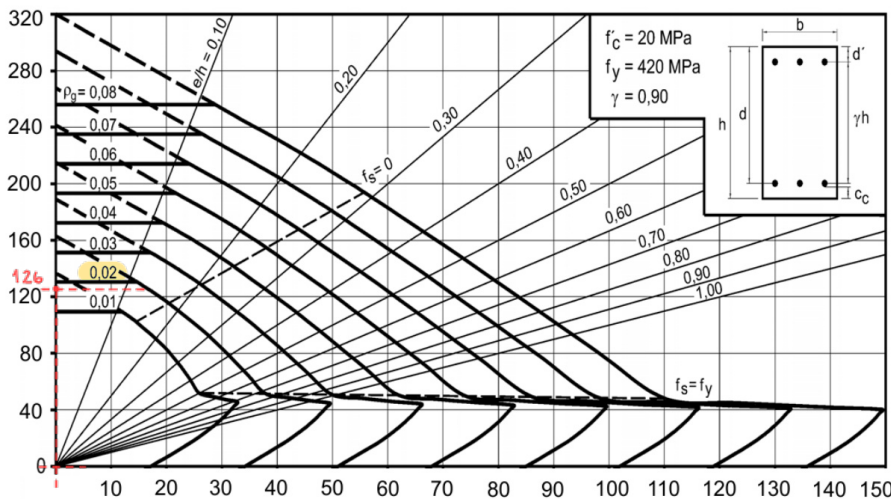
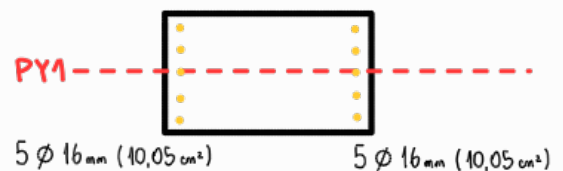
$$N_r = \frac{125.940 \text{ Kg}}{25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}} = 125.9 \text{ Kg/cm}^2$$

- Momento flector reducido: 0, columna central en pórtico simétrico.

- Cuantía total:

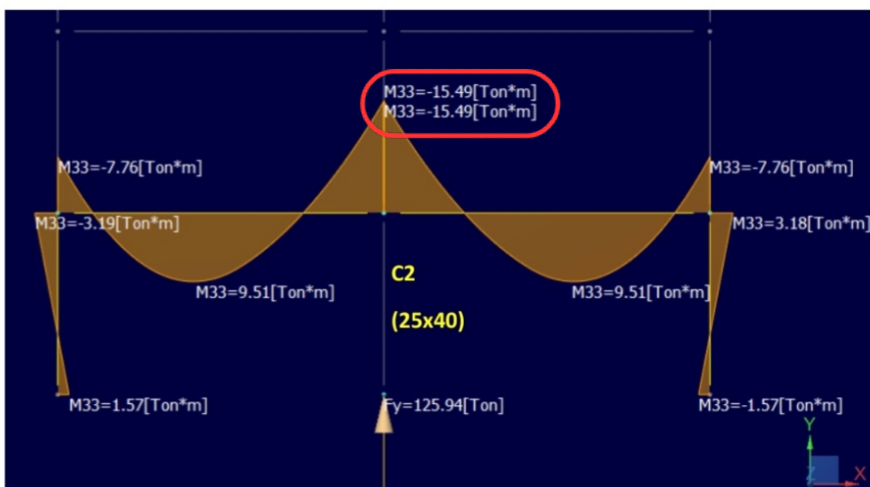
$$A_s = 25 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 0.02 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2 / 2 = 10 \text{ cm}^2 \text{ por cara}$$



EJERCICIO B

1. Teniendo en cuenta el diagrama de momentos flectores del ejercicio A 5, y el siguiente detalle de armado de las vigas 4 y 5 de 25cm x 50cm de sección, verificar si el acero colocado es suficiente para resistir las sollicitaciones del apoyo central. Justificar la respuesta mediante los cálculos pertinentes. (5p)



Con los valores de sollicitaciones se verifica la sección de acero para flexión.

- Sección: 25cm x 50cm
- Recubrimiento: 3cm
- Hormigón: H20
- M_v: 154900 Kgcm

Diagrama de tensiones	Diagrama de deformaciones	Nivel de sollicitación	Altura de bloque comprimido	Brazo de palanca
		$m_n = \frac{M_{II}}{0,85 f_c b d^2 \phi}$	$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$	$k_z = 1 - \frac{k_a}{2}$
		0,052	0,053	0,973
		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
		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
		0,298	0,364	0,818

$$m_n = \frac{1549000 \text{ Kgcm}}{0,85 \times 200 \text{ Kg/cm}^2 \times 25 \text{ cm} \times (47 \text{ cm})^2 \times 0,9}$$

$$m_n = 0,18 \longrightarrow 0,190 \text{ tabla}$$

De la tabla obtenemos el K_z para calcular Z y obtener la armadura.

$$Z = 0,894 \times 47 \text{ cm} = 42 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1549000 \text{ Kgcm}}{4200 \text{ Kg/cm}^2 \times 42 \text{ cm} \times 0,9} = 10 \text{ cm}^2$$

La sección colocada es de $4,02 \text{ cm}^2$ ($2 \phi 16$) en la parte superior, la cual no es suficiente.

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

Sección de armadura suplementaria:

$$A_s = 10 \text{ cm}^2 - 4,02 \text{ cm}^2 = 5,98 \text{ cm}^2$$

2 ϕ 20
3 ϕ 16 Opciones

