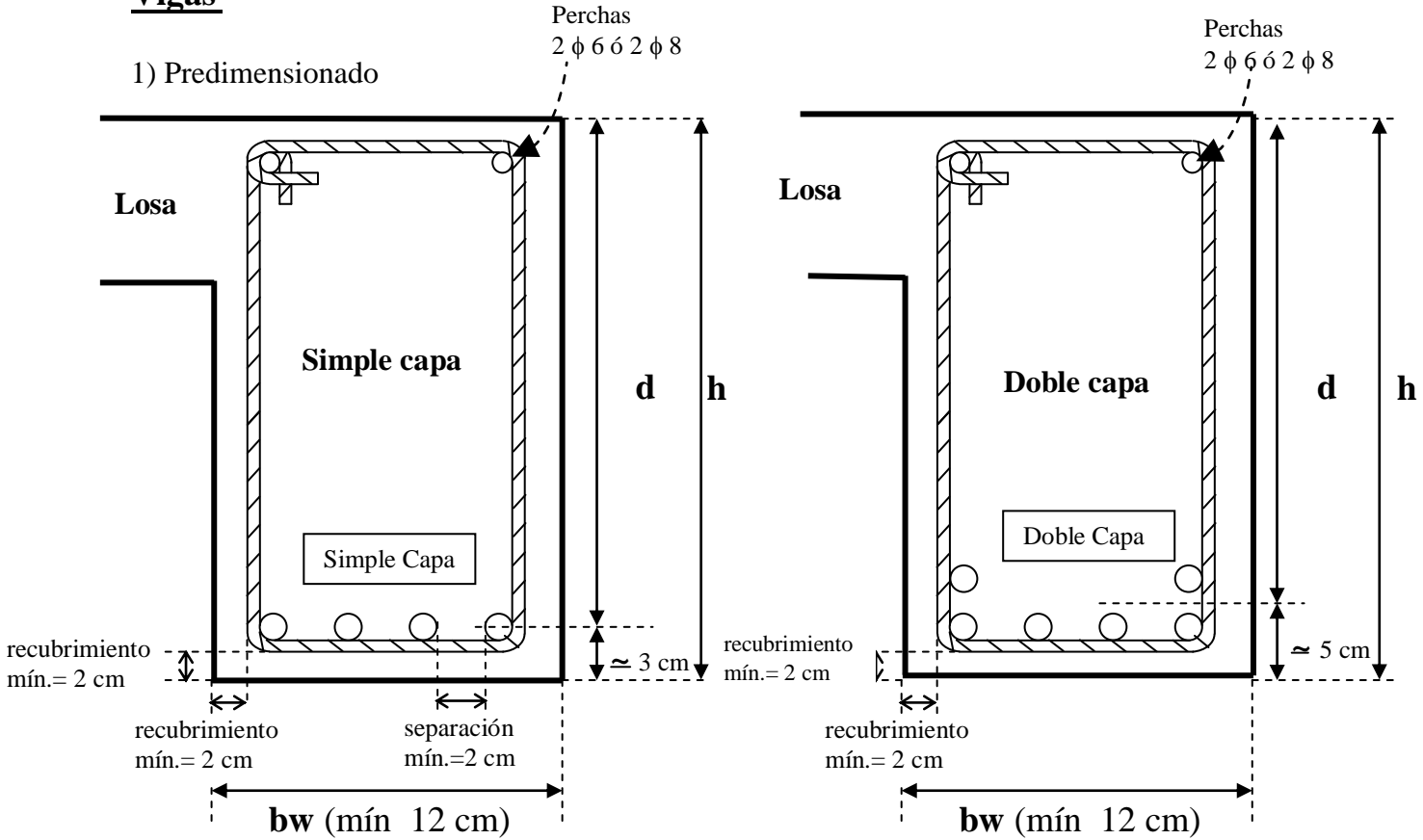


Vigas

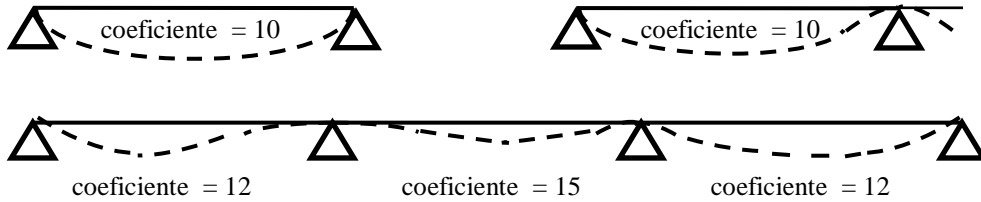
1) Predimensionado



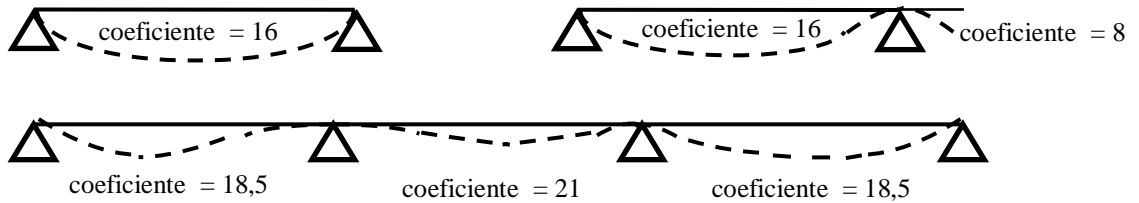
Valores sugeridos para lograr economía de armaduras, superan a las reglamentarias.

h (sugerida) = $\frac{\text{Luz (distancia entre apoyos)}}{\text{coeficiente}}$

bw (sugerida) = $\frac{h}{3 \text{ a } 4}$



Alturas mínimas reglamentarias



2) Análisis de cargas: las cargas muertas deben multiplicarse por 1,2 para aumentarlas un 20%.

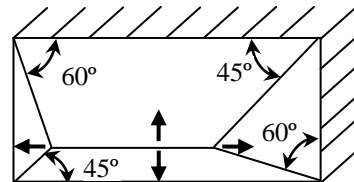
Peso propio = $bw \times h \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 1,2 =$

Peso tabique = $esp \times alt \times \gamma_{\text{tabique}}$ (13 KN/m³: ladrillo hueco, 16 KN/m³: macizo) $\times 1,2 =$

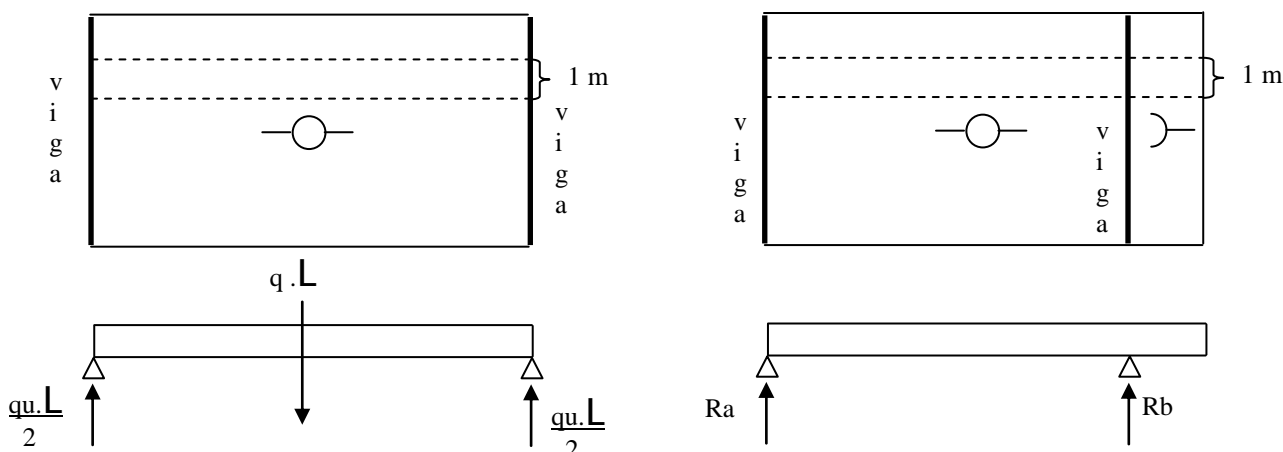
La carga de las losas es la carga última

Descarga de losas Ver pág. 14.

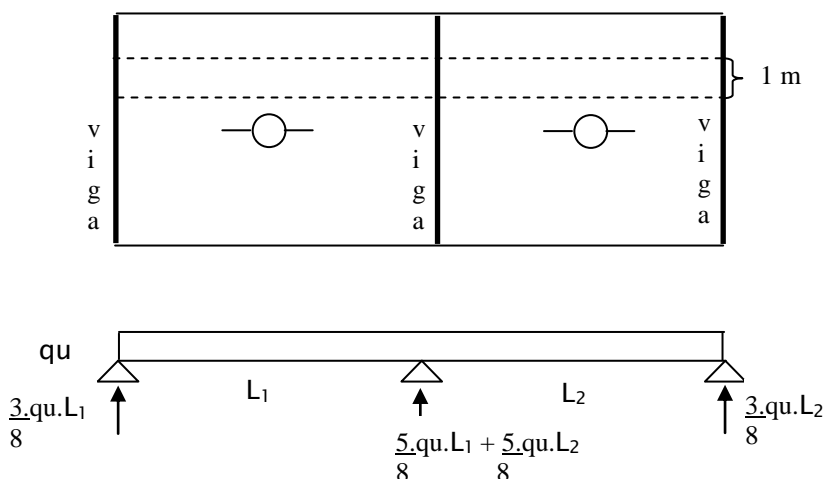
Se la divide en 4 figuras (ver tabla de pág. 15)



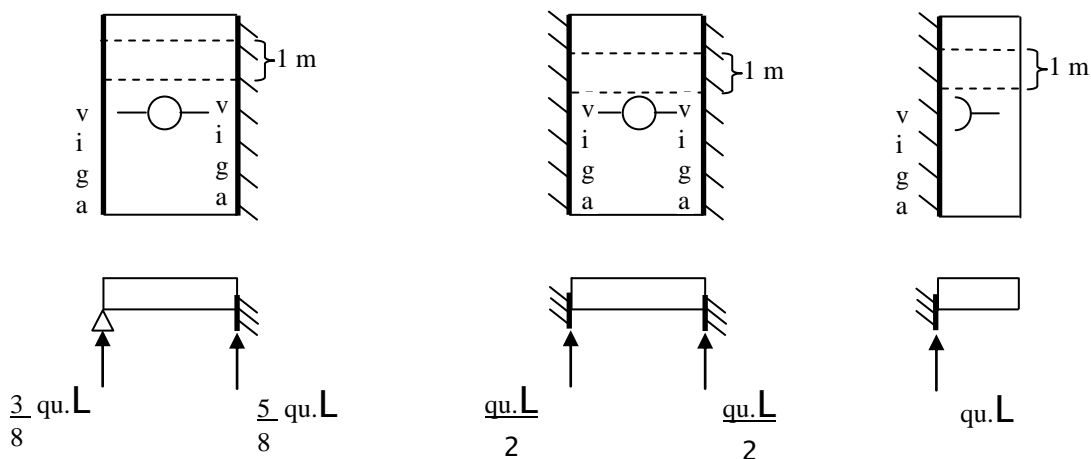
Descarga de losas en una dirección en vigas: Se toma una faja de losa de 1m de ancho en el sentido de armado de la losa. La reacción de vínculo de la losa es la descarga sobre la viga **en ese metro lineal**.



Para hallar Ra y Rb en el ejemplo de la derecha, hay que plantear una ecuación de momentos en el apoyo A o en el apoyo B.



Si tienen al lado una losa cruzada:



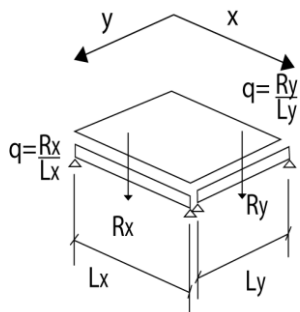
Descarga de losas cruzadas en vigas

$R_x, R_y, R_x^e, R_y^e =$ coeficiente de la tabla $\cdot q \cdot L^2$ menor

Atención: R_x, R_y, R_x^e, R_y^e son las descargas totales, **no por metro lineal**

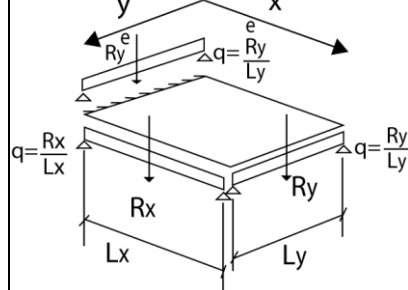
Tipo 1: se puede llamar L_x ó L_y a cualquier borde

	R_x	R_y
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.269
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.268
	0.60	0.267
	0.65	0.266
	0.70	0.265
	0.75	0.263
	0.80	0.261
	0.85	0.259
	0.90	0.256
	0.95	0.253
	1.00	0.250
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.274
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.300
	0.85	0.330
	0.80	0.364
	0.75	0.404
	0.70	0.450
	0.65	0.502
	0.60	0.566
	0.55	0.641
	0.50	0.731



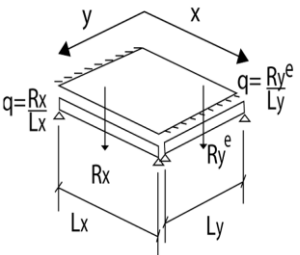
Tipo 2: hay que llamar L_y al borde empotrado

	R_x	R_y^e	R_y
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.169	1.049
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.168	0.947
	0.60	0.167	0.845
	0.65	0.167	0.769
	0.70	0.166	0.702
	0.75	0.166	0.643
	0.80	0.165	0.591
	0.85	0.165	0.545
	0.90	0.165	0.504
	0.95	0.165	0.457
	1.00	0.166	0.433
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.186	0.440
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.209	0.449
	0.85	0.234	0.460
	0.80	0.263	0.471
	0.75	0.298	0.482
	0.70	0.339	0.492
	0.65	0.388	0.501
	0.60	0.447	0.508
	0.55	0.519	0.514
	0.50	0.606	0.520



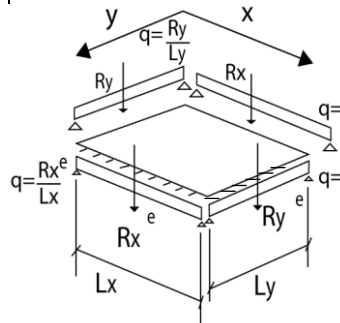
Tipo 3: hay que llamar L_y al borde empotrado

	R_x	R_y^e
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.098
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.097
	0.60	0.096
	0.65	0.097
	0.70	0.097
	0.75	0.098
	0.80	0.098
	0.85	0.099
	0.90	0.099
	0.95	0.100
	1.00	0.102
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.115
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.130
	0.85	0.148
	0.80	0.170
	0.75	0.198
	0.70	0.232
	0.65	0.274
	0.60	0.326
	0.55	0.391
	0.50	0.472



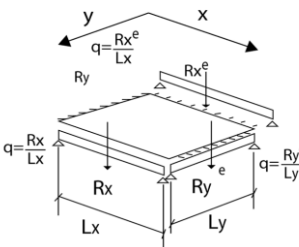
Tipo 4: se puede llamar L_x ó L_y a cualquier borde

	R_x^e	R_x	R_y^e	R_y
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.350	0.157	0.967
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.350	0.158	0.849
	0.60	0.350	0.158	0.756
	0.65	0.350	0.159	0.670
	0.70	0.350	0.159	0.604
	0.75	0.349	0.160	0.545
	0.80	0.348	0.161	0.493
	0.85	0.346	0.162	0.447
	0.90	0.344	0.163	0.406
	0.95	0.341	0.163	0.370
	1.00	0.338	0.162	0.338
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.370	0.180	0.341
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.406	0.200	0.344
	0.85	0.447	0.222	0.346
	0.80	0.493	0.248	0.348
	0.75	0.545	0.279	0.349
	0.70	0.604	0.315	0.350
	0.65	0.670	0.350	0.350
	0.60	0.756	0.403	0.350
	0.55	0.849	0.458	0.350
	0.50	0.967	0.526	0.350



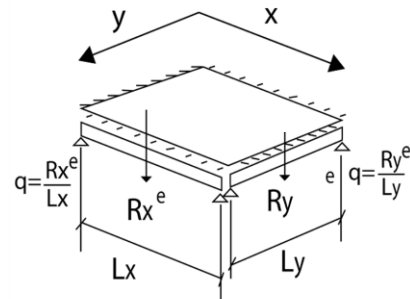
Tipo 5: hay que llamar L_x al borde articulado

	R_x^e	R_x	R_y^e
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.254	0.100
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.254	0.100
	0.60	0.255	0.099
	0.65	0.257	0.099
	0.70	0.259	0.100
	0.75	0.260	0.100
	0.80	0.261	0.101
	0.85	0.262	0.101
	0.90	0.263	0.102
	0.95	0.264	0.103
	1.00	0.265	0.105
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.293	0.120
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.325	0.136
	0.85	0.362	0.154
	0.80	0.405	0.175
	0.75	0.456	0.202
	0.70	0.515	0.235
	0.65	0.584	0.274
	0.60	0.662	0.320
	0.55	0.752	0.375
	0.50	0.868	0.442

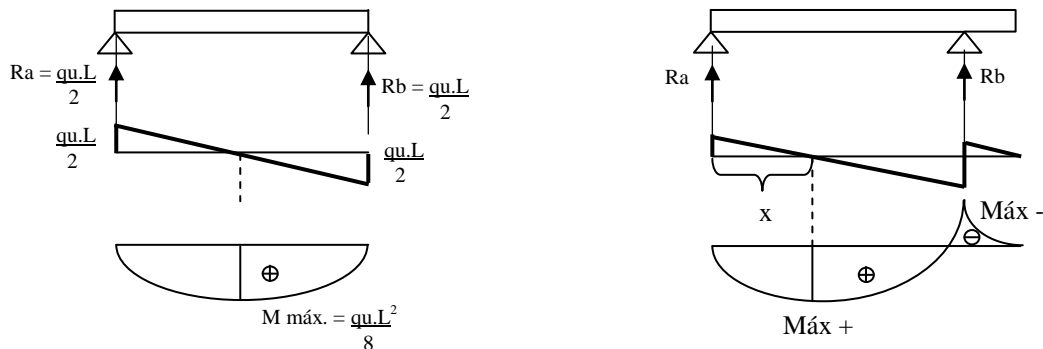


Tipo 6: se puede llamar L_x ó L_y a cualquier borde

	R_x^e	R_y^e
$L_{menor} = L_x$	0.50	0.241
$L_{mayor} = L_y$	0.55	0.242
	0.60	0.244
	0.65	0.247
	0.70	0.249
	0.75	0.250
	0.80	0.251
	0.85	0.251
	0.90	0.251
	0.95	0.251
	1.00	0.250
$L_{menor} = L_y$	0.95	0.276
$L_{mayor} = L_x$	0.90	0.305
	0.85	0.337
	0.80	0.374
	0.75	0.417
	0.70	0.466
	0.65	0.522
	0.60	0.589
	0.55	0.667
	0.50	0.759



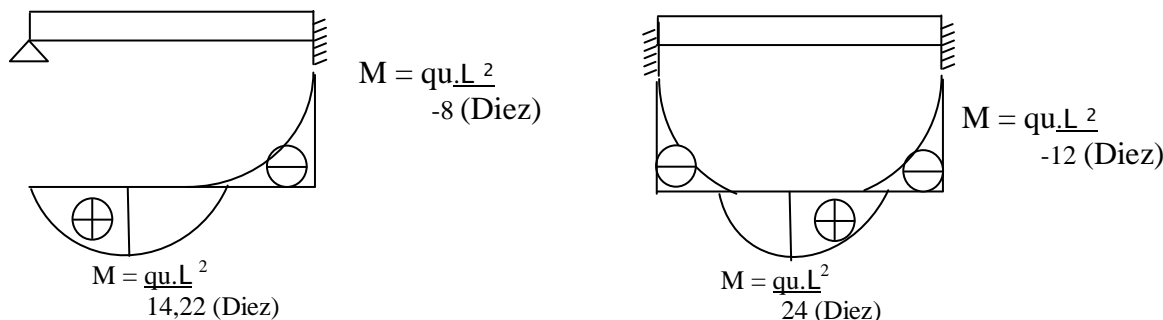
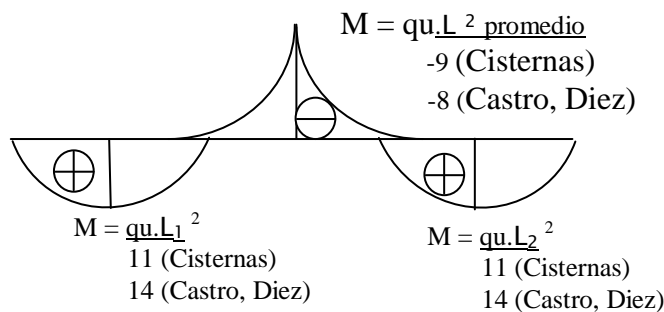
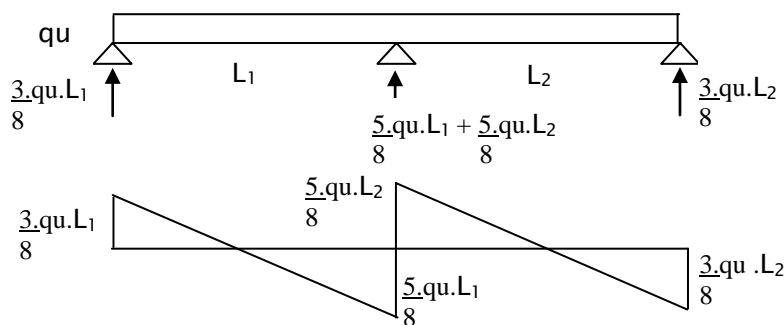
3) Diagramas: ídem losas en una dirección ISOSTÁTICOS (2 apoyos)



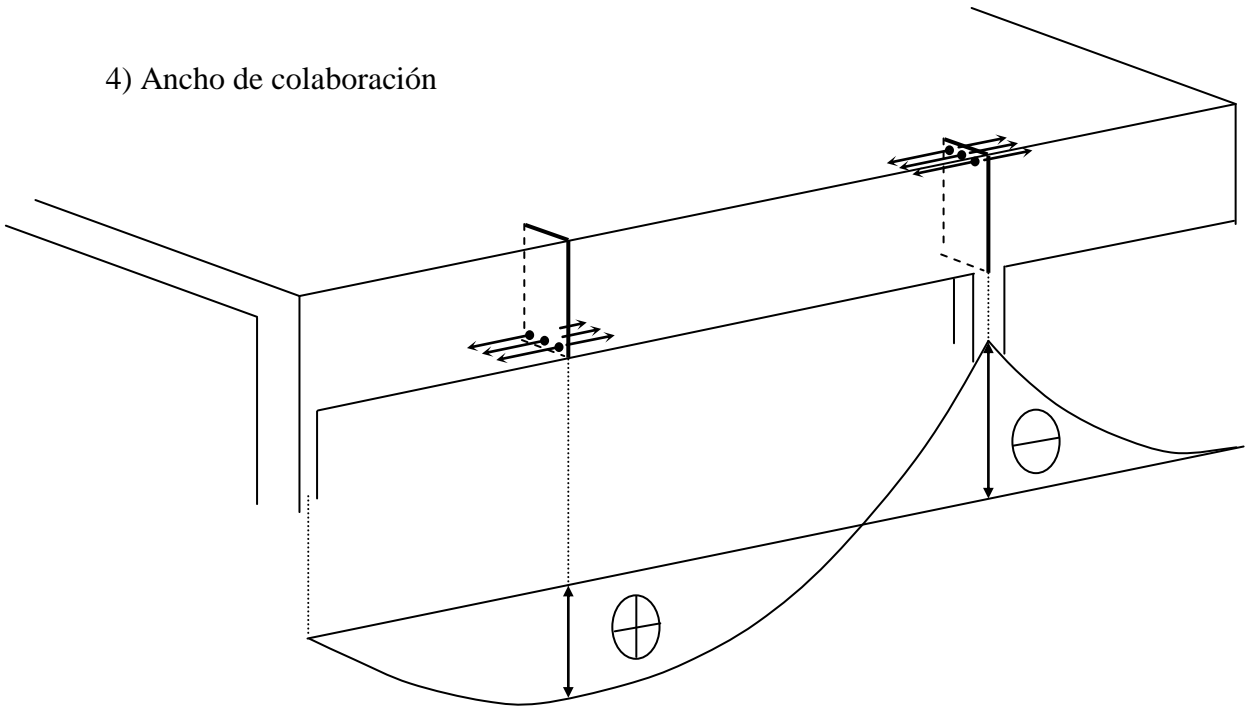
Para hallar Ra y Rb en el ejemplo de la derecha, hay que plantear una ecuación de momentos en el apoyo A o en el apoyo B. Para conocer el Máx +, hay que hallar la sección de Corte = 0 con $x = V / q$. Ver video en www.integral.com.ar.

HIPERESTÁTICOS (más de 2 apoyos)

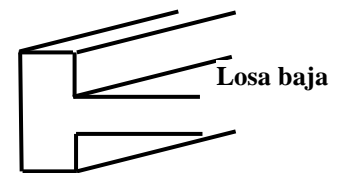
En la actualidad, se resuelven por programas como el Cross Mate, que se puede bajar de Internet. Antiguamente se podía resolver con la siguiente tabla. Los resultados son aproximados y no se puede usar esta tabla cuando hay fuerzas concentradas, voladizos, o si las luces o las cargas son muy diferentes entre sí. Si no se cumplen estas condiciones, sólo se puede resolver por programas como el Cross Mate o métodos manuales muy laboriosos como el de las deformaciones o el de Cross.



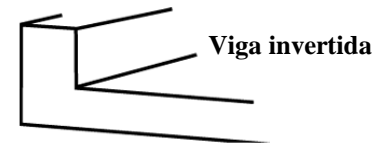
4) Ancho de colaboración



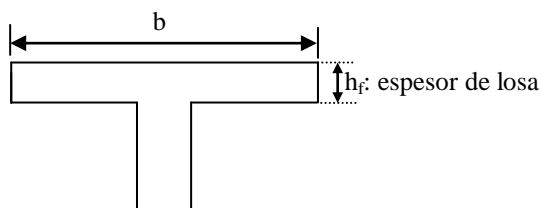
Para dimensionar la armadura con el momento máximo positivo se tiene en cuenta la colaboración de la placa de la losa (se usa b y se llama viga placa), pero **no se tiene en cuenta** con el momento máximo negativo (se usa b_w y se llama viga rectangular, o sea, no hay colaboración de la losa). Excepto bajo losa (nunca hay colaboración) y viga invertida (se invierte la regla anterior, o sea, es rectangular en el momento máximo positivo y placa en el negativo).



Losa baja



Viga invertida

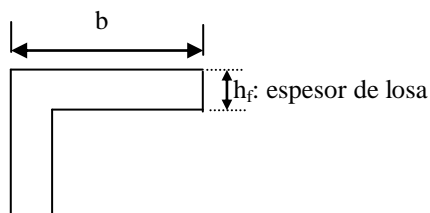


$$b = \text{Luz de la viga} / 4$$

$$b = b_w + 8 \cdot \text{espesor de la losa}$$

$$b = b_w + \frac{1}{2} \text{luz losa izq.} + \frac{1}{2} \text{luz losa der.}$$

Se adopta b como el menor de los tres valores



$$b = \text{Luz de la viga} / 12$$

$$b = b_w + 6 \cdot \text{espesor de la losa}$$

$$b = b_w + \frac{1}{2} \text{luz losa}$$

Se adopta b como el menor de los tres valores



5) Armaduras **Apojo** (momento negativo: rectangular)

TABLA 11

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n}$$

m_n	k_a
0,037	0,038
0,039	0,040
0,041	0,042
0,043	0,044
0,045	0,047
0,048	0,050
0,053	0,055
0,058	0,060
0,064	0,066
0,068	0,070
0,077	0,080
0,079	0,082
0,086	0,090
0,095	0,100
0,104	0,110
0,113	0,120
0,122	0,130
0,130	0,140
0,139	0,150
0,147	0,160
0,156	0,170
0,164	0,180
0,172	0,190
0,180	0,200
0,188	0,210
0,196	0,220
0,204	0,230
0,211	0,240
0,214	0,244
0,220	0,250
0,226	0,260
0,230	0,265
0,234	0,270
0,240	0,279
0,241	0,280
0,248	0,290
0,249	0,292
0,255	0,300
0,259	0,305
0,262	0,310
0,268	0,319

Lím H30
Lím H25
Lím H20

Momentos últimos (en KNm). Son los momentos máximos positivos y negativos hallados en el paso anterior.

$$m_n = \frac{Mu}{0,9 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot 0,85 \cdot f'_c}$$

considera la rotura dúctil por flexión

Resistencia del hormigón para H20, $f'_c = 2 \text{ KN/cm}^2$
para H25, $f'_c = 2,5 \text{ KN/cm}^2$
para H30, $f'_c = 3 \text{ KN/cm}^2$

Según cual sea el resultado de m_n , pueden pasar 3 cosas:

- 1) m_n es menor a los valores 0,079 para H20, 0,064 para H25, 0,053 para H30
- 2) m_n está entre los valores anteriores y 0,268
- 3) m_n es mayor a 0,268

1) Si m_n es menor a estos valores, el esfuerzo es bajo y se adopta como armadura mínima:

$$A_s \text{ mínimo} = \frac{b_w \cdot d}{300}$$

y con A_s se va a la tabla 3 (pág. 20)

También se puede calcular A_s mínimo con siguientes fórmulas, pero no tiene sentido. Es más complicado y el resultado es el mismo:

$$A_s \text{ mínimo} = \frac{k_{a \text{ mín}} \cdot b_w \cdot d}{f_y} \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

para H20, $f'_c = 2 \text{ KN/cm}^2$
para H25, $f'_c = 2,5 \text{ KN/cm}^2$
para H30, $f'_c = 3 \text{ KN/cm}^2$
Tensión de fluencia del acero: 42 KN/cm^2

donde $k_{a \text{ mín}}$ (cuantía mecánica mínima: $k_{a \text{ mín}} = 0,082$ para H20, $k_{a \text{ mín}} = 0,066$ para H25, $k_{a \text{ mín}} = 0,055$ para H30).

2) Si m_n está entre los valores anteriores y 0,268, se entra a la tabla 11 con m_n y se obtiene k_a (cuantía mecánica) para calcular la sección de armaduras..

$$A_s \text{ (sección de armaduras)} = \frac{k_a \cdot b_w \cdot d}{f_y} \cdot 0,85 \cdot f'_c$$

y con A_s se va a la tabla 3 pág. 20

Tensión de fluencia del acero: 42 KN/cm^2

3) Si m_n es mayor que 0,268, el esfuerzo es alto y hay que aumentar la base b_w o la altura d de la viga. Si estas dimensiones no pueden aumentarse (por ejemplo por razones de proyecto), se puede resolver dimensionando con doble armadura (o sea, además de la armadura de tracción, se coloca armadura en la zona de compresión).

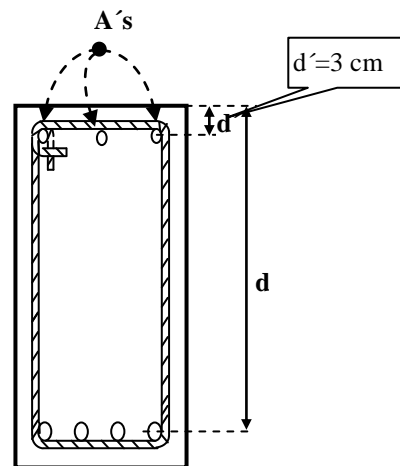
Cálculo con doble armadura:

$$\Delta M = \frac{M_u}{0,9} - 0,268 \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b_w \cdot d^2 \quad (\text{resultado en kgm, es la parte del M que toma la doble arm.})$$

Armadura comprimida: $A's = \frac{\Delta M}{f_y \cdot (d - d')}$

$d'/d =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
$f_y \text{ (KN/cm}^2\text{)}$	42	42	36	28	20	12	4

Casi siempre va a dar 42 KN/cm²



Armadura traccionada:

$$A_s = \frac{0,319 \cdot b_w \cdot d}{f_y / 0,85 \cdot f'c} + \frac{\Delta M}{f_y \cdot (d - d')}$$

Tramo (momento positivo: placa):

Momentos últimos (en KNm). Son los momentos máximos positivos hallados en el paso anterior.

$$m_n = \frac{M_u}{0,9 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0,85 \cdot f'c}$$

en metros (ojo! es el ancho de colaboración)

para H20, $f'c = 2 \text{ KN/cm}^2$
para H25, $f'c = 2,5 \text{ KN/cm}^2$
para H30, $f'c = 3 \text{ KN/cm}^2$

puede resultar: $m_n < 0,037$, se adopta $k_a = m_n$
o puede resultar: $m_n \geq 0,037$, tabla 11 (pág. anterior) → k_a

con el valor de k_a se calcula:

$$a \text{ (distancia al eje neutro)} = k_a \cdot d$$

Según cual sea el resultado de a , puede haber 2 casos:

1° Caso

$a \leq hf$ (espesor de la losa). La zona comprimida es un rectángulo y se puede usar la tabla 11

Resistencia del hormigón = 2 KN/cm² si es H20, 2,5 KN/cm² si es H25, 3 KN/cm² si es H30

este resultado debe ser mayor a:

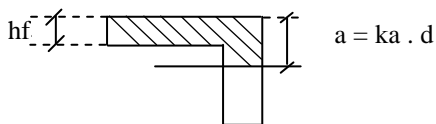
$$A_s = \frac{k_a \cdot b \cdot d \cdot 0,85 \cdot f'c}{f_y}$$

Tensión de fluencia del acero: 42 KN/cm²

$$A_{s \text{ mínimo}} = \frac{b_w \cdot d}{300} \rightarrow \text{tabla 3 pág. 20}$$

2° Caso

$a > hf$. La zona comprimida no es un rectángulo y no se puede usar la tabla 11.



Momento flexor que toman las alas:

$$M_{nf} = 0,85 \cdot f'c \cdot (b - b_w) \cdot hf \cdot (d - hf/2)$$

Momento flexor que toma la viga: $M_{nw} = M_u / 0,9 - M_{nf}$

$$m_n = \frac{M_{nw}}{b_w \cdot d^2 \cdot 0,85 \cdot f'c} \rightarrow \text{tabla 11} \rightarrow k_a$$

$$A_s = \frac{(b - b_w) \cdot hf + k_a \cdot b_w \cdot d}{f_y / 0,85 \cdot f'c} \rightarrow \text{tabla 3}$$

todo en cm



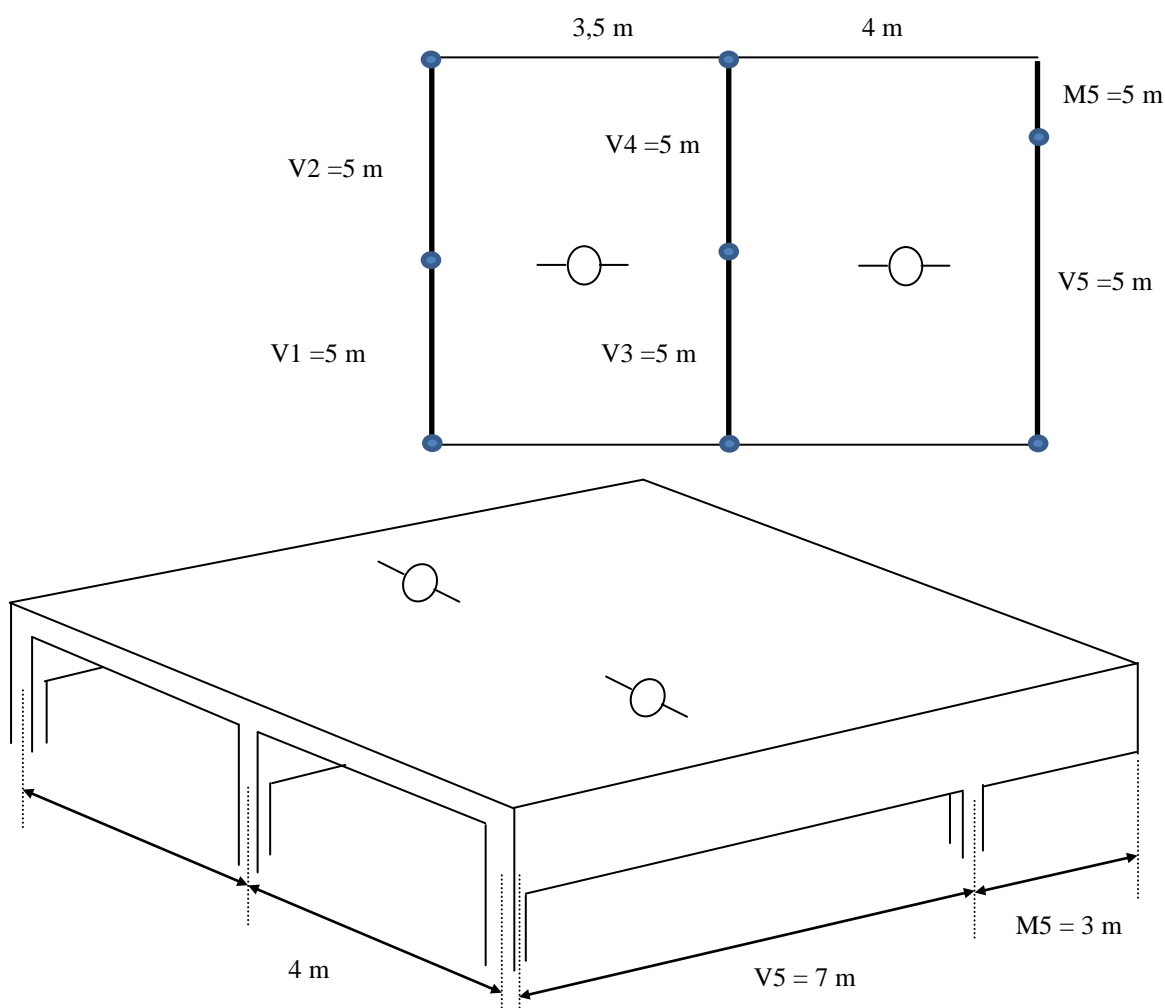
Tabla 3 (elección de hierros) Sección de armadura (cm ²)								
DIAMETRO (mm)								
	6	8	10	12	16	20	25	32
1 barra	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,91	8,04
2 barras	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,82	16,08
3 barras	0,85	1,51	2,36	3,39	6,03	9,42	14,73	24,13
4 barras	1,13	2,01	3,14	4,52	8,04	12,57	19,64	32,17
5 barras	1,41	2,51	3,93	5,65	10,05	15,71	24,54	40,21
6 barras	1,70	3,02	4,71	6,79	12,06	18,85	29,45	48,25
7 barras	1,98	3,52	5,50	7,92	14,07	21,99	34,36	56,30
8 barras	2,26	4,02	6,28	9,05	16,08	25,13	39,27	64,34
9 barras	2,54	4,52	7,07	10,18	18,10	28,27	44,18	72,38
10 barras	2,83	5,03	7,85	11,31	20,11	31,42	49,09	80,42
11 barras	3,11	5,53	8,64	12,44	22,12	34,56	54,00	88,47
12 barras	3,39	6,03	9,42	13,57	24,13	37,70	58,91	96,51

Ejemplo de cálculo de vigas: calcular V5 y M5

Datos: losas: q_u (carga última) = 10 KN/m² espesor h = 12 cm H25

Tabiques sobre todas las vigas:

espesor = 0,18 m altura = 2,2 m peso específico = 13 KN/m³



1) Predimensionado.

$$h = \frac{\text{Luz}}{10} = \frac{700 \text{ cm}}{10} = 70 \text{ cm} \quad \text{por proyecto, adopto } h = 60 \text{ cm y } b_w = 20 \text{ cm}$$

1) Análisis de cargas

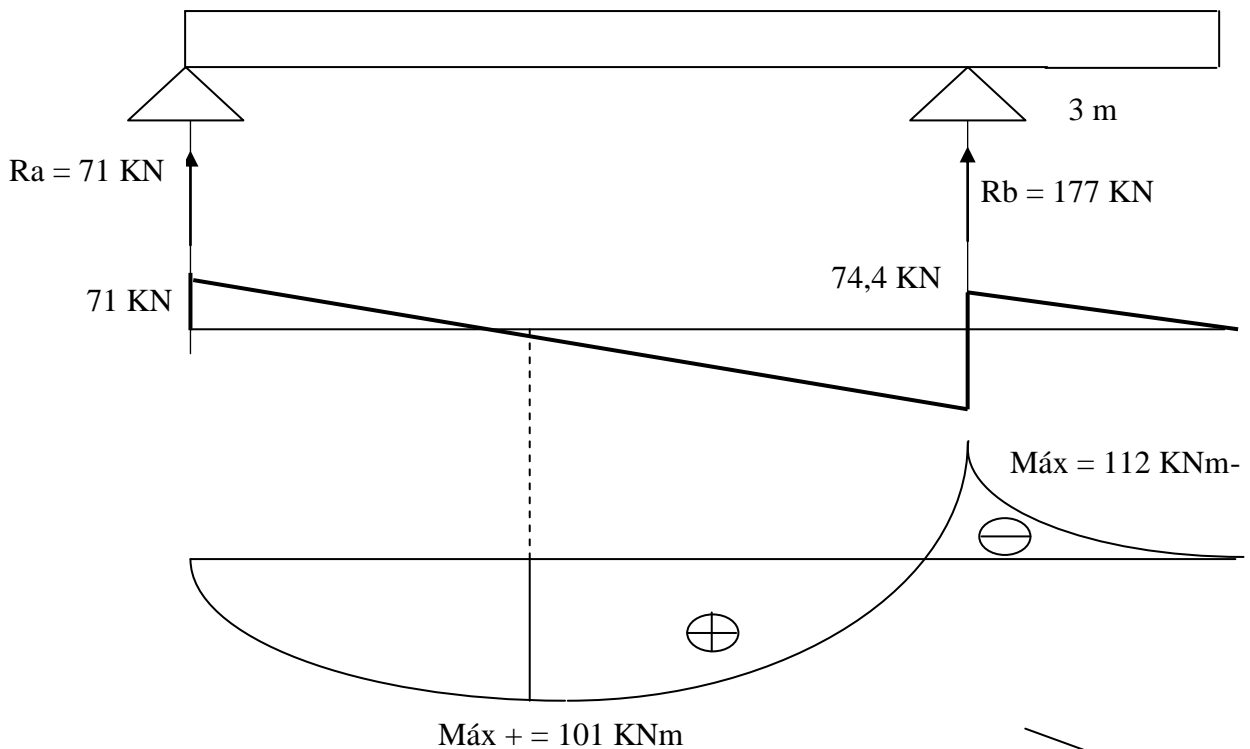
$$\text{Peso propio} = 0,20 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 25 \text{ KN/m}^3 \times 1,2 = 3,6 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso tabique} = 0,18 \text{ m} \times 2,2 \text{ m} \times 13 \text{ KN/m}^3 \times 1,2 = 6,2 \text{ KN/m}$$

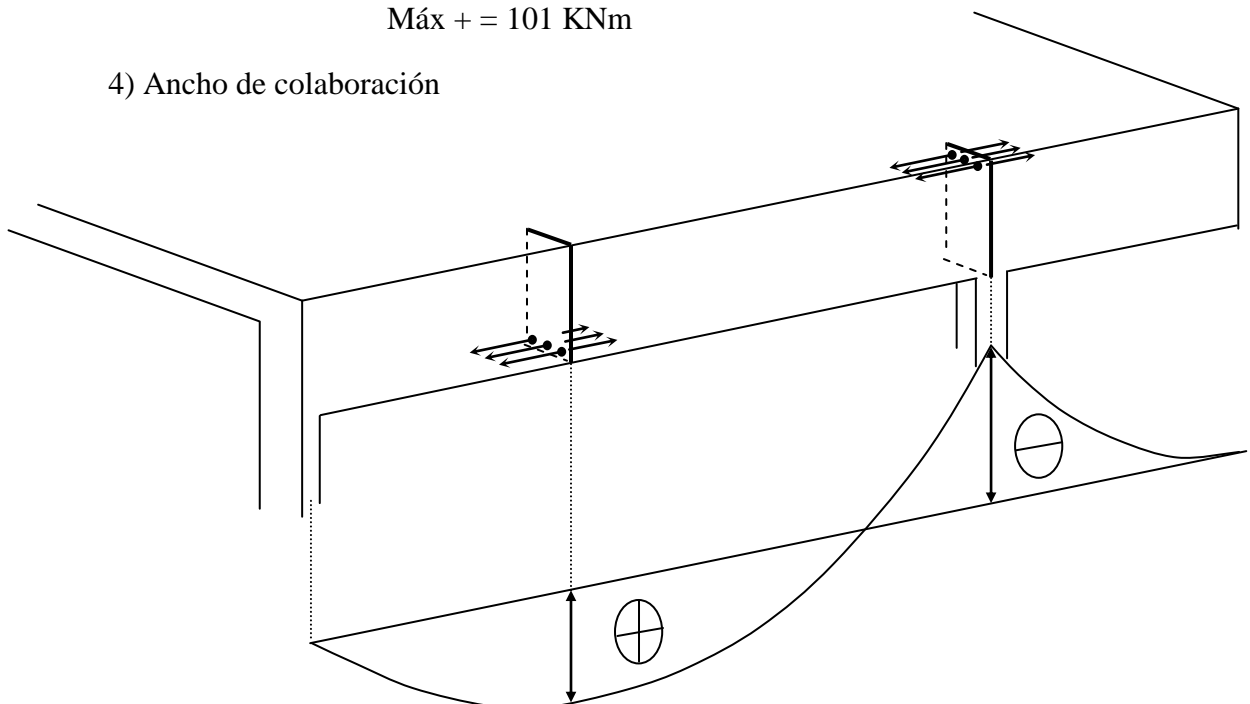
$$\text{Descarga de losa} = \frac{3}{8} \times 10 \text{ KN/m}^2 \times 4 \text{ m} = 15 \text{ KN/m}$$

$$q_u \text{ (carga última de la viga)} = 3,6 + 6,2 + 15 = 24,8 \text{ KN/m}$$

2) Diagramas



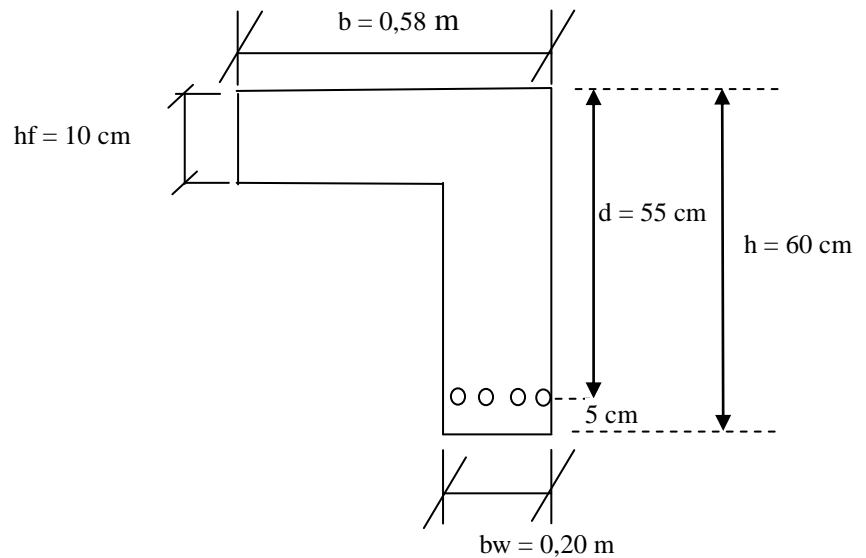
4) Ancho de colaboración



$$b = 7 \text{ m}/12 = 0,58 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m} + 6 \times 12 \text{ cm} = 0,92 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m} + 4 \text{ m}/2 = 2,20 \text{ m}$$



5) Armaduras

Apoyo (rectangular)

$$m_n = \frac{Mu}{0,9 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot 0,85 f'_c} = \frac{112 \text{ KNm}}{0,9 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot (55 \text{ cm})^2 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ KN/cm}^2} = 0,096$$

$$As = ka \cdot \frac{b_w \cdot d \cdot 0,85 f'_c}{fy} = 0,101 \times \frac{20 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ KN/cm}^2}{42 \text{ KN/cm}^2} = 5,62 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \varnothing 12$$

Tramo (placa)

$$m_n = \frac{Mu}{0,9 b \cdot d^2 \cdot 0,85 f'_c} = \frac{101 \text{ KN m}}{0,9 \cdot 0,58 \text{ m} \cdot (55 \text{ cm})^2 \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ KN/cm}^2} = 0,03$$

adopto $ka = 0,03$

$$a = ka \cdot d = 0,03 \cdot 55 \text{ cm} = 1,65 \text{ cm} < hf = 10 \text{ cm} \quad \text{caso 1}$$

$$As = ka \cdot \frac{b_w \cdot d \cdot 0,85 \cdot f'_c}{fy} = 0,03 \times \frac{58 \text{ cm} \times 55 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot 2,5 \text{ KN/cm}^2}{42 \text{ KN/cm}^2} = 4,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura m\u00ednima: } \frac{b_w \cdot d}{300} = \frac{20 \text{ cm} \cdot 55 \text{ cm}}{300} = 3,6 \text{ cm}^2 \quad \text{adopto } 4,84 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \varnothing 12$$