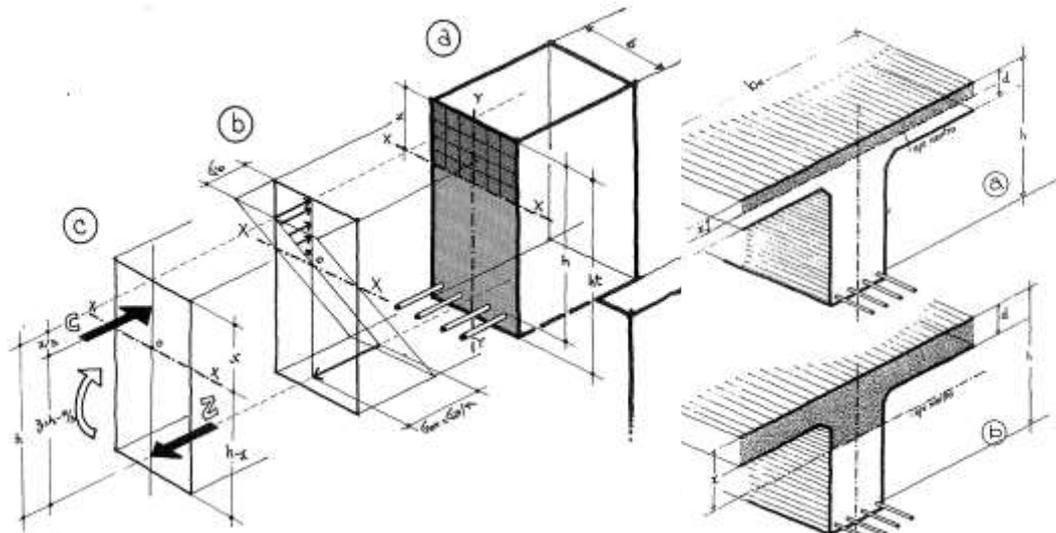
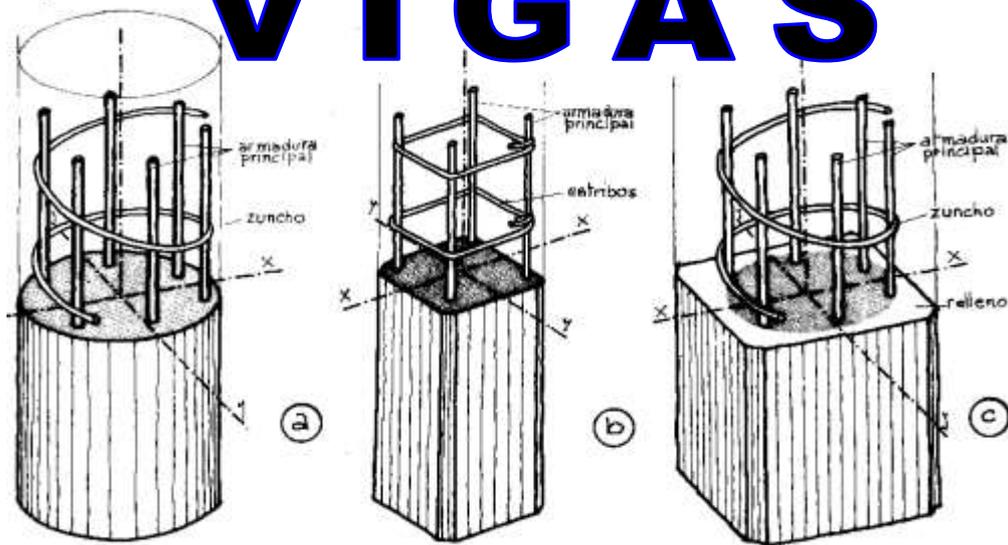


# HORMIGÓN ARMADO



## VIGAS



# DISEÑO ESTRUCTURAL

Ing. Daniel Quiroga  
Profesor Titular  
Versión 2019

## DIMENSIONADO DE VIGAS

Los elementos flexionados deben ser dimensionados a flexión y corte que son los esfuerzos que están presentes en la transmisión de acciones.

En primer lugar se debe determinar la forma del elemento flexionado, que en general resulta de sección rectangular. A partir de ahí se establece el eje neutro, que es una línea imaginaria, según la cual el material no sufre ni acortamientos, ni alargamientos alrededor del cual giran las secciones. Entonces podemos calcular el baricentro de las fuerzas de compresión.

En función de las condiciones atmosféricas a las que estará sometida la pieza (tabla 7.7.1. CIRSOC 201, en anexo), se establece el recubrimiento que deberán tener las armaduras y se puede determinar la posición de la armadura traccionada y por ende el valor del "brazo elástico"  $z$ .

La fuerza total de tracción será:

$$Z = A_s \cdot f_y$$

donde:

$Z$  = resultante de tracción

$A_s$  = sección total de acero en tracción

$f_y$  = tensión de fluencia del acero

Recordemos que el momento producido por las cargas exteriores ( $M$ ) debe ser equilibrado por el momento interno de la sección que lo suministran el par formado por las fuerzas totales de tracción ( $Z$ ) de compresión ( $C$ ), que se hallan separadas la distancia " $z$ " Figura 1. El momento interno resulta:

$$M_n = Z \cdot z = C \cdot z$$

donde:

$M_n$  = Momento interno nominal

$z$  = Brazo elástico

$C$  = Resultante de compresión

Y deberá ser igual o mayor que el momento último exterior.

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

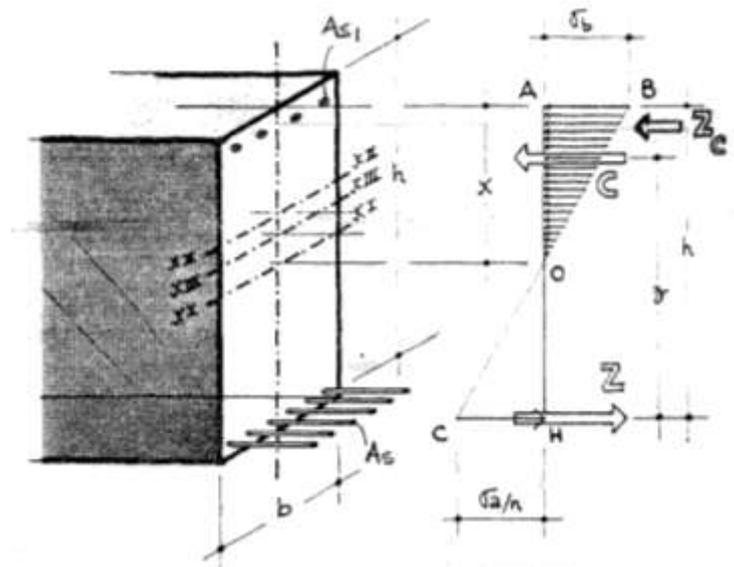


Figura 1

En algunos casos, la cantidad de acero que provee la fuerza  $Z$ , suele ser suficiente, pero no alcanza la fuerza  $C$ , para suministrar el par del momento interno. Lo primero que podríamos hacer es aumentar la altura, con lo que aumenta el brazo elástico  $z$ . Pero si por razones funcionales, la altura no puede incrementarse, deberemos

recurrir a agregar sección comprimida. La solución es la incorporación de armadura de acero pero, funcionando a compresión, quien colaborará con el hormigón. Se la denomina armadura comprimida y tendrá la misma deformación que la fibra de hormigón ubicada a la misma distancia del eje neutro ( $Z_c$ ). Entonces, la resultante de compresión (C), surgirá de la composición de las dos fuerzas paralelas del hormigón (C) por un lado y del acero ( $Z_c$ ) por otro. Esto hará que también se modifique el brazo elástico.

## 2) Cálculo de la armadura.

Cuando se trata de armadura simple las expresiones son las siguientes:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot (0.85 \cdot d) \cdot f_y} \quad , \text{ pero una cuantía mínima de } A_s = \frac{b \cdot d}{300}$$

En el caso de losas la armadura se dispondrá en un metro de ancho. Para las vigas, se coloca la armadura determinada en el ancho "b" de la viga.

Como criterio de diseño y economía, trataremos siempre de evitar la armadura comprimida. Para ello se deberán modificar las dimensiones de los elementos para permitir una sección de hormigón suficiente para permitir el equilibrio interno.

Para la determinación de la cantidad y diámetro de las barras de acero a colocar, se pueden utilizar las tablas.

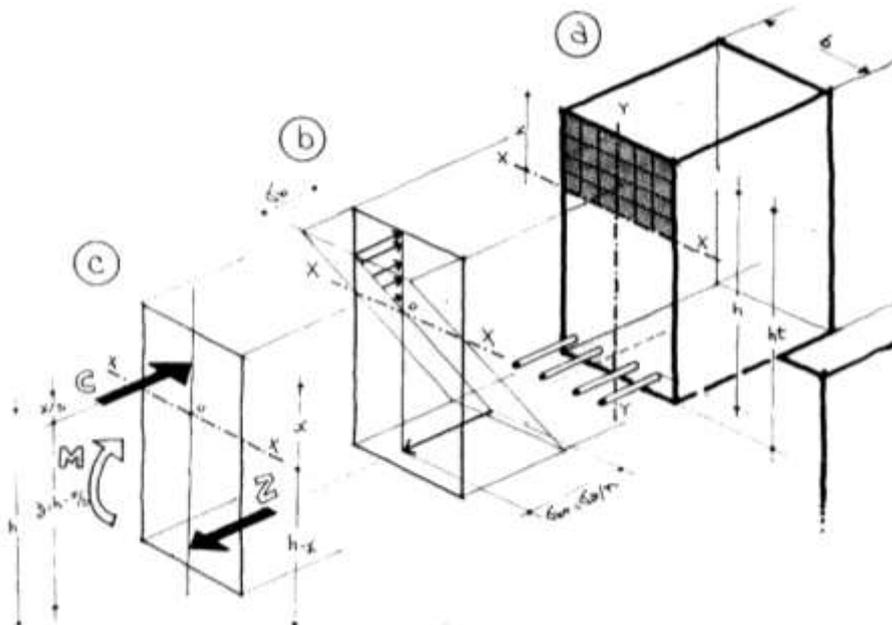


Figura 2

### Verificación del corte

La acción de las cargas exteriores se manifiesta en la viga produciéndose un descenso respecto del plano de apoyo, originando trabajo interno de flexión. Paralelamente, aparece el trabajo por esfuerzos tangenciales, conocido normalmente como esfuerzo de corte y cuyo diagrama se designa con la letra V (ver figura 3). Las acciones exteriores producen deslizamientos verticales y horizontales (tangenciales y normales a la sección respectivamente), que deberán ser contrarrestados por esfuerzos internos de corte ( $v$  dados en MPa o kg/cm<sup>2</sup>).

La resultante de los esfuerzos internos es  $V_u$ :

de donde surge 
$$v = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

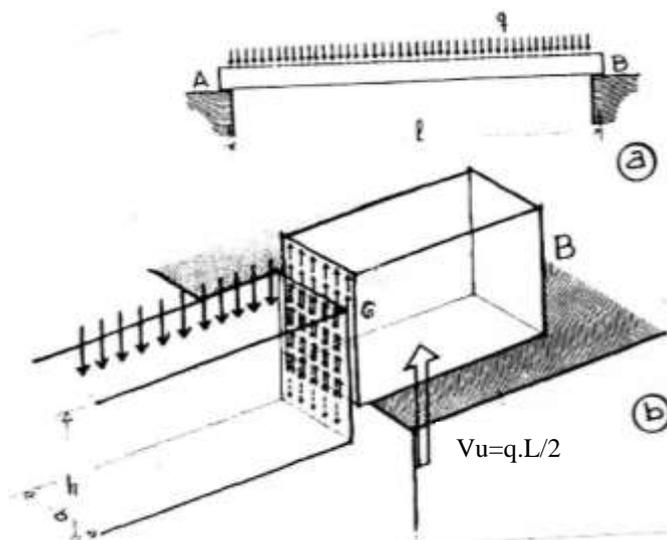


Figura 3

La manifestación de la tensión dentro de la viga, no es precisamente como esfuerzos rasantes, sino que se trata de un problema de tensiones principales de tracción y compresión. Las trayectorias de las líneas isostáticas de tracción (líneas que unen punto de igual tensión) siguen la forma del diagrama de momentos flectores, por lo que en el apoyo se producirían grietas a 45° aproximadamente. La forma de evitarlas es mediante la disposición de acero, intentando seguir a las líneas de tracción. Por eso aparecen las barras de acero dobladas llegando a los apoyos. (Figura 4)

El otro sistema usado es el empleo de estribos que por sencillez constructiva se colocan a 90°. A pesar de no seguir las trayectorias de las tensiones principales, logramos que atraviesen la fisura "cosiéndola", y evitando el trabajo del hormigón a tracción.

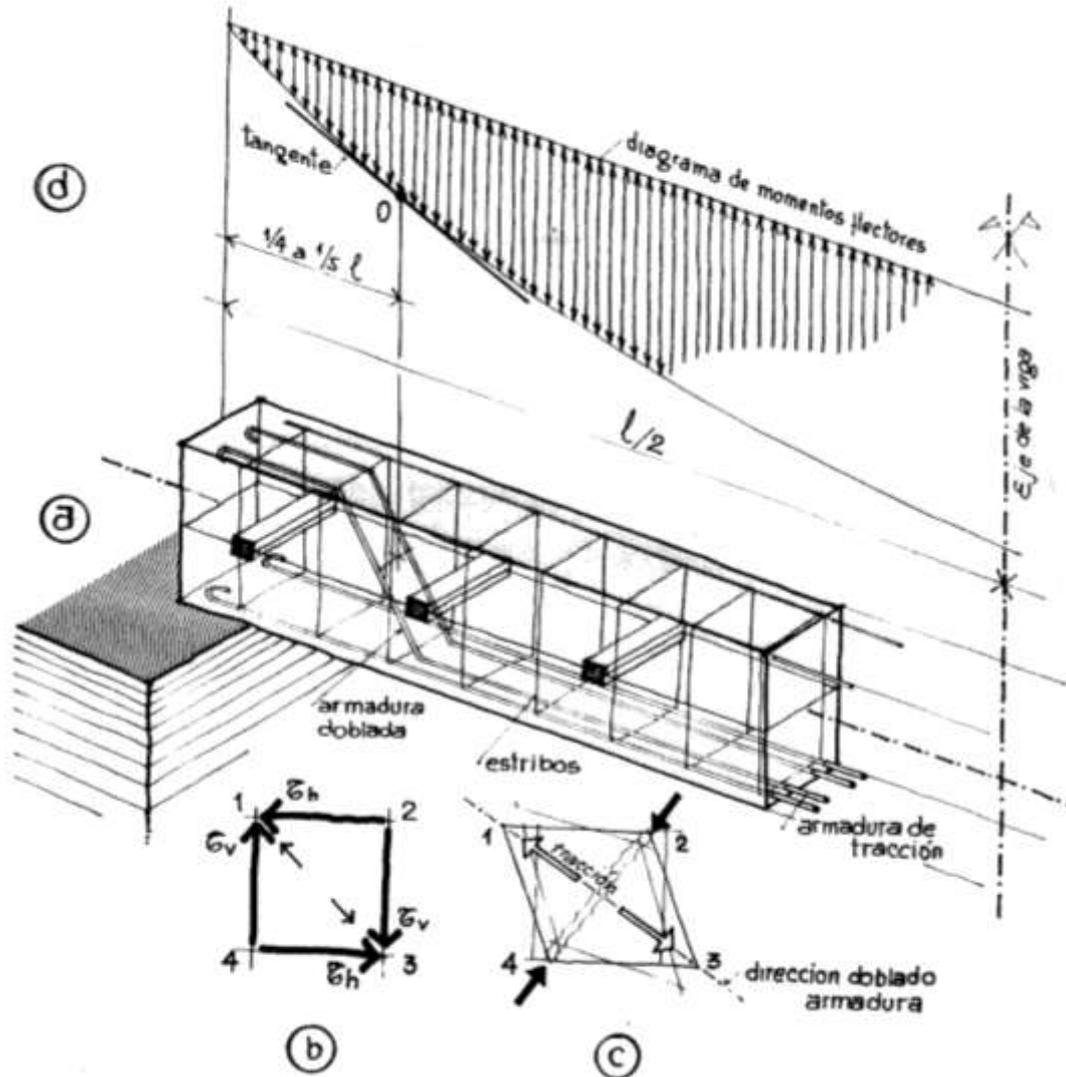


Figura 4

En este caso estudiaremos la manera de disponer armadura de corte para una viga por medio de estribos que resulta el más utilizado en la práctica.

### VERIFICACIÓN AL CORTE

#### Estrategia de resolución

1	Determinar esfuerzo $V_u$ y la tensión de corte $\nu$
2	Establecer límites de la tensión.
3	Determinar sección mínima ( $b$ , $d$ y $h$ )
4	Determinar colaboración del hormigón $V_c$
5	Determinar esfuerzo a resistir por el acero. $V_u = \phi \cdot (V_s + V_c)$
6	Seleccionar el diámetro de acero a utilizar (Las dimensiones de la viga son dato)
7	Calcular la separación de estribos necesaria
8	Controlar valores máximos de separación

**Límite del esfuerzo de corte**

El reglamento CIRSOC 201 propone un esquema de transferencia del corte mediante un mecanismo de “reticulado equivalente” según la Figura 5:

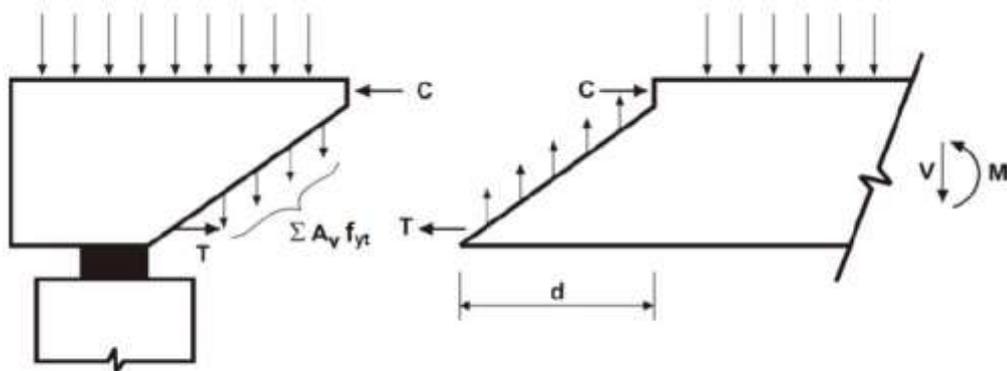


Figura 5

El esfuerzo de corte último  $V_u$  es resistido por el hormigón ( $V_c$ ) y el acero ( $V_s$ ). En esta figura, el acero tiene dirección vertical y se representa por las flechas “ $A_v \cdot f_{yt}$ ”.

Siempre se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

La contribución del acero  $V_s$  no puede superar un valor máximo y esta limitación tiene por objeto controlar la compresión en las “bielas” comprimidas del reticulado equivalente. Por ello la resistencia nominal dado por el acero se limita a:

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

La contribución mínima del hormigón a la resistencia al corte viene dada por la siguiente expresión:

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

Sumando ambas se llega a la limitación máxima para  $V_u$ . Si se supera el valor se debe redimensionar la sección porque resulta insuficiente y se produciría estallido de las bielas comprimidas.

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

$$V_u \leq \phi \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d + \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right); \quad V_u \leq \phi \cdot \left( \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \right)$$

Se pueden despejar las dimensiones de la sección mínima para que la viga verifique al máximo esfuerzo de corte:

$$b_w \cdot d = \frac{V_u}{\frac{5}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \phi}$$

Una vez seleccionadas las dimensiones mínimas ( $b_w$  y  $d$ ), se debe determinar los valores de contribución del hormigón ( $V_c$ ) y luego la demanda de armadura ( $V_s$ )

Para el caso general en las barras se puede presentar sólo flexión y corte, o bien se puede agregar también esfuerzos axiales de tracción o compresión. Este caso se presenta en los cordones y montantes de las vigas tipo Vierendeel, por ejemplo.

### Contribución del hormigón $V_c$ (según CIRSOC 201)

11.3.1.1. Para *elementos sometidos únicamente a corte y flexión*,  $V_c$  debe ser:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-3)$$

11.3.1.2. Para *elementos sometidos a compresión axial*,  $V_c$  debe ser :

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-4)$$

donde el cociente  $N_u/A_g$  se debe expresar en MPa.

11.3.2.3. Para los *elementos sometidos a una tracción axial significativa*, el valor de  $V_c$  se debe determinar por medio de la siguiente expresión.

$$V_c = \left( 1 + \frac{0,3 N_u}{A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0 \quad (11-8)$$

donde  $N_u$  es negativo para tracción y el cociente  $\frac{N_u}{A_g}$  se debe expresar en MPa.

### Demanda de acero $V_s$ (según CIRSOC 201)

$$V_s \leq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Se debe respetar una cuantía mínima y separación máxima de estribos según las siguientes prescripciones:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$s \leq \begin{cases} d / 2 & \text{en elementos no pretensados} \\ (3 / 4) h & \text{en elementos pretensados} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

El dimensionado se puede hacer eligiendo un diámetro para las barras de estribo y calcular la separación, o bien elegir separación y calcular la sección y diámetro de las barras. Se debe recordar la forma que tiene un estribo y considerar la cantidad de ramas en una sección transversal. Lo más común es utilizar 2 ramas, pero de acuerdo con las necesidades de la demanda de esfuerzo pueden usarse más ramas, previendo que tengan donde anclarse.

a) Si se elige el diámetro de la barra, la separación se calcula como:

$$sep = \frac{n^{\circ} \text{ ramas} \cdot f_y \cdot a_s \cdot d}{V_s}$$

donde:

sep = Separación de estribos en (mm).

$a_s$  = Sección transversal de una barra de estribo en (mm<sup>2</sup>).

$n^{\circ}$  ramas = número de ramas del estribo que atraviesan una misma grieta.

$d$  = Alto útil de la sección (mm).

$f_y$  = Tensión de fluencia del acero. Para ADN-420, 420 (MPa).

$V_s$  = Esfuerzo necesario a cubrir por el acero (N)

b) Al elegir la separación (Fig. 6), la sección de cada rama se calcula como:

$$a_s = \frac{V_s \cdot sep}{n^{\circ} \text{ ramas} \cdot f_y \cdot d}$$

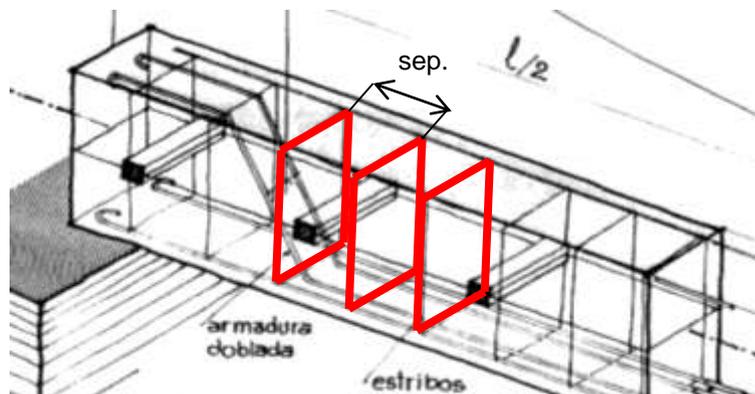


Figura 6

**ANEXO 1: Recubrimientos mínimos (CIRSOC 201)**

	Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a)	<input type="checkbox"/> Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b)	Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	35 30
(c)	Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo: <b>Losas, tabiques, nervaduras:</b> <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 32 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 32 \text{ mm}$	30 20 pero $\geq d_b$
	<b>Vigas, columnas:</b> <input type="checkbox"/> para armadura principal <input type="checkbox"/> para estribos abiertos y estribos cerrados <input type="checkbox"/> para zunchos en espiral	$d_b$ pero $\geq 20$ y $\leq 40$ 20 40
	<b>Cáscaras y placas plegadas:</b> <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16 \text{ mm}$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$	20 15
	(*)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para las clases de exposición <b>A3, Q1</b> y <b>C1</b> (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un <b>30 %</b></li> <li>• Para las clases de exposición <b>CL, M1, M2, M3, C2, Q2</b> y <b>Q3</b> (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un <b>50 %</b>.</li> </ul>

Tabla 2.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones</li> <li>• Elementos exteriores de edificios, revestidos</li> <li>• Hormigón masivo interior</li> <li>• Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual <math>&lt; 250 \text{ mm}</math>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios protegidos de la intemperie</li> <li>• Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del <math>\text{CO}_2</math>.</li> <li>• Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.</li> </ul>
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios expuestos al aire con <math>\text{HR} \geq 65 \%</math> o a condensaciones</li> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual <math>&lt; 1.000 \text{ mm}</math>.</li> <li>• Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sótanos no ventilados</li> <li>• Fundaciones</li> <li>• Tableros y pilas de puentes</li> <li>• Elementos de hormigón en cubiertas de edificios</li> <li>• Exteriores de edificios.</li> <li>• Interiores de edificios con humedad del aire alta o media</li> <li>• Pavimentos</li> <li>• Losas para estacionamientos</li> </ul>
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual <math>\geq 1.000 \text{ mm}</math></li> <li>• Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año <math>\geq 25^\circ \text{ C}</math>.</li> </ul>	

Ver figuras en página siguiente

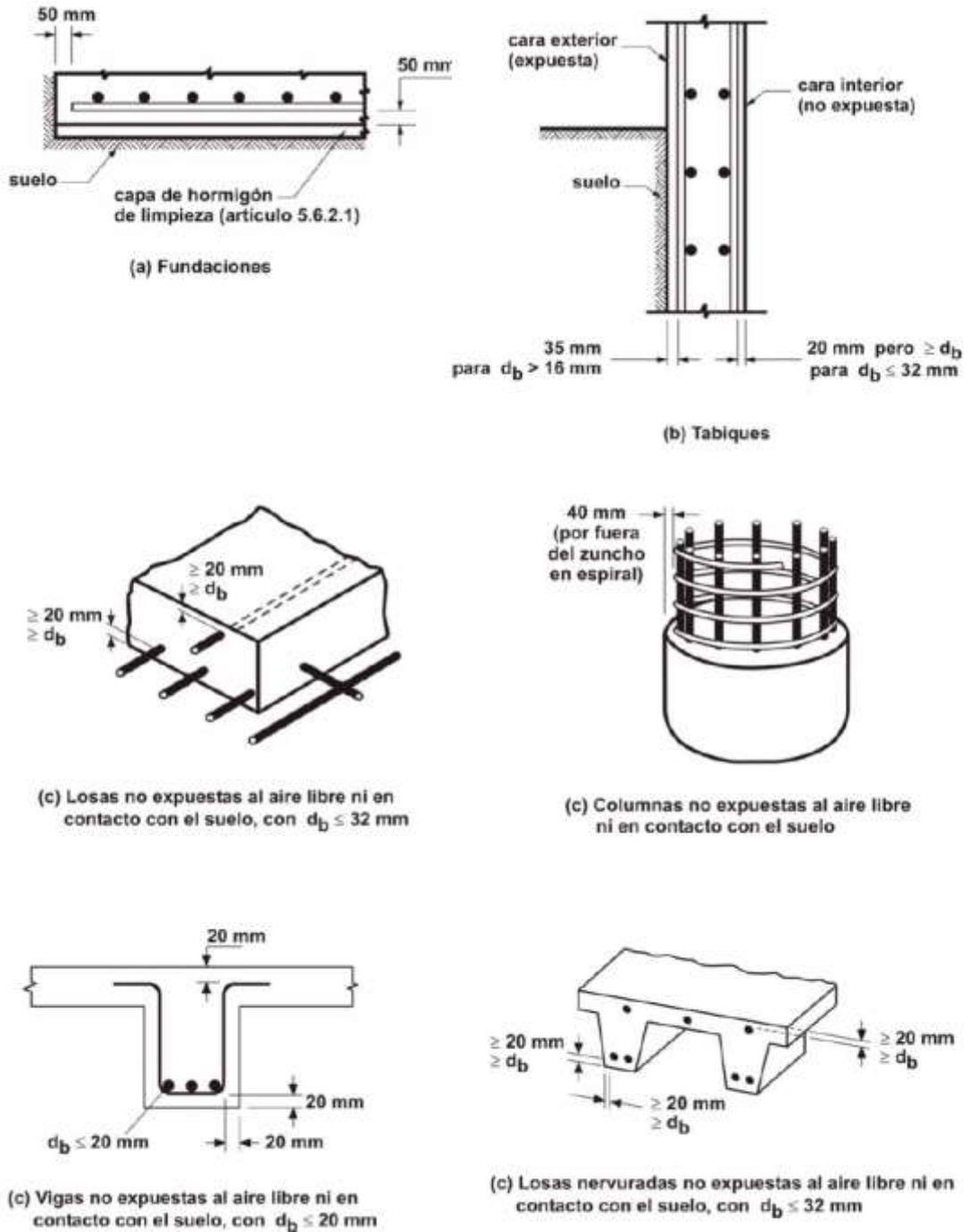
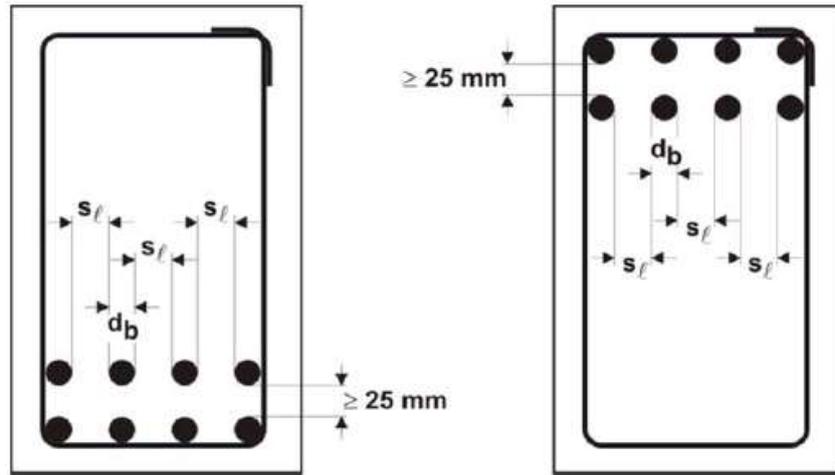
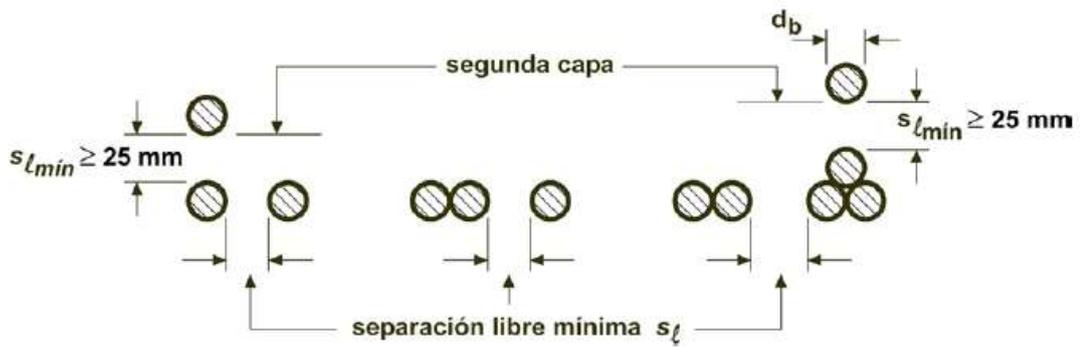


Figura 7.7.1. Ejemplos de recubrimientos mínimos especificados en la Tabla 7.7.1. para condiciones ambientales A1 y A2.

**ANEXO 2: Separación mínima entre armaduras (CIRSOC 201)**



Vigas  $s_\ell \begin{cases} \geq 25 \text{ mm} \\ \geq d_b \\ \geq 1,33 \text{ del tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$



### ANEXO 3: Ganchos y mandriles de doblado (CIRSOC 201)

a) Para barras longitudinales

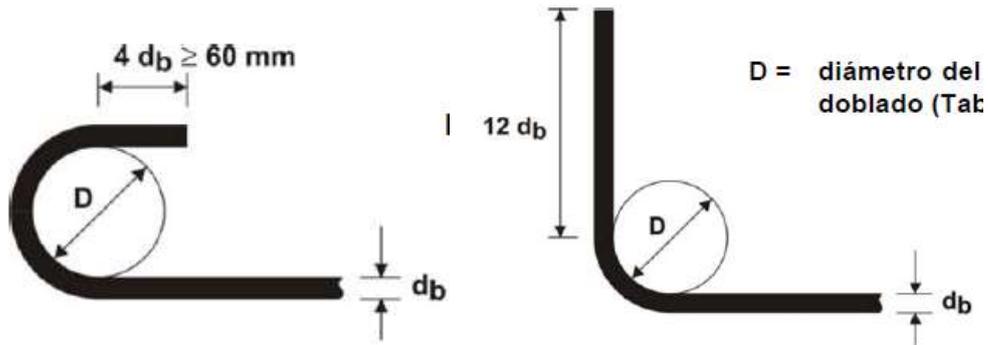


Tabla 7.2.1.1. Diámetros mínimos del mandril de doblado, D, para ganchos normales

Diámetro de las barras o alambres $d_b$ (mm)	Diámetro mínimo del mandril de doblado D
$d_b \leq 25$	$6 d_b$
$25 < d_b \leq 32$	$8 d_b$
$d_b > 32$	$10 d_b$

b) Para estribos

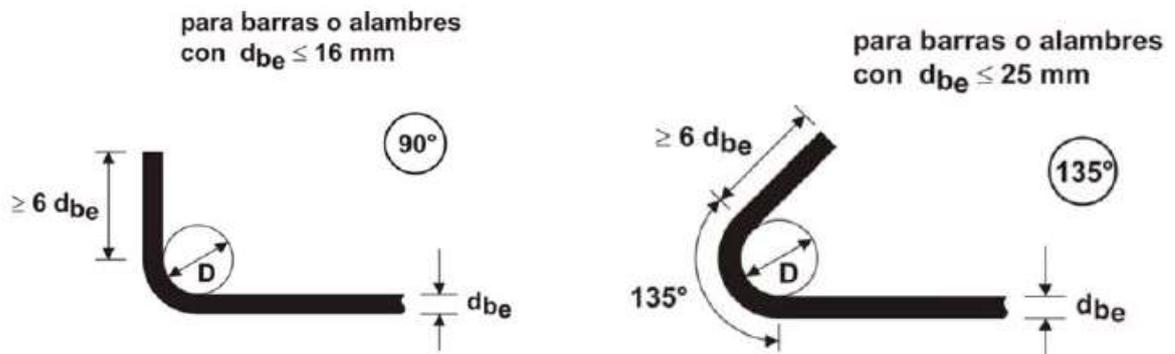


Tabla 7.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado, D, para estribos abiertos y estribos cerrados

Diámetro de la barra o alambre del estribo, $d_{be}$ (mm)	Diámetro mínimo del mandril de doblado D
$d_{be} \leq 16$	$4 d_{be}$
$d_{be} > 16$	Según la Tabla 7.2.1.1.

**Anexo 4: Tablas****Tabla 1. Módulos de Elasticidad y Resistencia Característica de Hormigones**

<b>Tensión Especificada o Característica</b>					
Hormigón tipo	H-20	H-25	H-30	H-38	H-45
Resistencia característica ( $f'_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ])	200	250	300	350	450
Módulo de Elasticidad $E_b$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	210190	235000	257430	278056	315286

**Tabla 2. Clases de hormigones**

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión $f'_c$ (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

**Tabla 3. Sección de armaduras (Vigas y Columnas)**

Secciones de armadura para vigas y columnas [cm <sup>2</sup> ]														
Diámetro	Peso	Cantidad de Barras												
[mm]	[kg/m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	16	20
4	0,099	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,26	1,51	2,01	2,51
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,39	4,52	5,65
8	0,394	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,02	6,03	8,04	10,05
10	0,616	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	9,42	12,56	15,70
12	0,887	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	13,56	18,09	22,61
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	24,12	32,15	40,19
20	2,465	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	37,68	50,24	62,80
25	3,851	4,91	9,81	14,72	19,63	24,53	29,44	34,34	39,25	44,16	49,06	58,88	78,50	98,13
32	6,310	8,04	16,08	24,12	32,15	40,19	48,23	56,27	64,31	72,35	80,38	96,46	128,61	160,77

Se indican sólo los diámetros disponibles comercialmente. Las barras de 32 mm son a pedido y por toneladas.

**Tabla 4. Sección de armaduras por metro de ancho (Losas)**

Secciones de armadura para losas [cm <sup>2</sup> /m]																										
Diámetro	Separación entre barras [cm]																									
[mm]	7,5	8	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5	13	13,5	14	14,5	15	15,5	16	16,5	17	17,5	18	18,5	19	19,5	20
4	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,3	1,2	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6
6	3,8	3,5	3,3	3,1	3,0	2,8	2,7	2,6	2,5	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,9	1,8	1,8	1,7	1,7	1,6	1,6	1,5	1,5	1,4	1,4
8	6,7	6,3	5,9	5,6	5,3	5,0	4,8	4,6	4,4	4,2	4,0	3,9	3,7	3,6	3,5	3,3	3,2	3,1	3,0	3,0	2,9	2,8	2,7	2,6	2,6	2,5
10	10,5	9,8	9,2	8,7	8,3	7,9	7,5	7,1	6,8	6,5	6,3	6,0	5,8	5,6	5,4	5,2	5,1	4,9	4,8	4,6	4,5	4,4	4,2	4,1	4,0	3,9
12	15,1	14,1	13,3	12,6	11,9	11,3	10,8	10,3	9,8	9,4	9,0	8,7	8,4	8,1	7,8	7,5	7,3	7,1	6,9	6,6	6,5	6,3	6,1	5,9	5,8	5,7
16	26,8	25,1	23,6	22,3	21,2	20,1	19,1	18,3	17,5	16,7	16,1	15,5	14,9	14,4	13,9	13,4	13,0	12,6	12,2	11,8	11,5	11,2	10,9	10,6	10,3	10,0
20	41,9	39,3	36,9	34,9	33,1	31,4	29,9	28,5	27,3	26,2	25,1	24,2	23,3	22,4	21,7	20,9	20,3	19,6	19,0	18,5	17,9	17,4	17,0	16,5	16,1	15,7
25	65,4	61,3	57,7	54,5	51,6	49,1	46,7	44,6	42,7	40,9	39,3	37,7	36,3	35,0	33,8	32,7	31,7	30,7	29,7	28,9	28,0	27,3	26,5	25,8	25,2	24,5
barras/m	13,3	12,5	11,8	11,1	10,5	10,0	9,5	9,1	8,7	8,3	8,0	7,7	7,4	7,1	6,9	6,7	6,5	6,3	6,1	5,9	5,7	5,6	5,4	5,3	5,1	5,0

Se indican sólo los diámetros disponibles comercialmente.

Tabla 5. Cantidad máxima de barras por ancho de viga

$\frac{\phi}{b}$ mm (cm)	8	10	12	14	16	20	25
12	3	2	2	2	2	2	—
14	3	3	3	3	2	2	2
15	4	3	3	3	3	2	2
16	4	4	3	3	3	3	2
18	5	4	4	4	4	3	3
20	5	5	5	4	4	4	3
22	6	6	5	5	5	4	3
24	7	6	6	6	5	5	4
25	7	7	6	6	5	5	4
26			7	6	6	5	4
28			7	7	6	6	5
30			8	7	7	6	5
32					7	7	5
34					8	7	6
35					8	7	6
36					9	8	6
38					9	8	7
40					10	9	7
45						10	8
50						11	9
55						12	10
60						14	11
65						15	12
70						16	13
75						17	14
80						19	15
85						20	16
90						21	17
95						22	18
100						24	19

Tabla 6. Mallas de acero soldadas (Losas)

Denominación	Separación entre los alambres		Diámetro nominal de los alambres		Sección nominal de los alambres		Peso nominal			Conformación	Denominación
	Long	Transv.	Long.	Transv.	Long.	Transv.	Panel	Rollo	Por m' de Panel		
	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m	kg	kg	kg/m <sup>2</sup>		
Q 47	150	150	3,0	3,0	0,47	0,47	9,77	81,5	0,76	Lisa (L)	Q 47
Q 61	150	150	3,4	3,4	0,61	0,61	12,60	105,0	0,97		Q 61
Q 50	250	250	4,0	4,0	0,50	0,50	10,40	86,8	0,81	Nervurada (N)	Q 50
Q 84	150	150	4,0	4,0	0,84	0,84	17,30	145,0	1,35		Q 84
Q 92	150	150	4,2	4,2	0,92	0,92	19,10	160,0	1,49		Q 92
Q106	150	150	4,5	4,5	1,06	1,06	22,00	184,0	1,71		Q106
Q131	150	150	5,0	5,0	1,31	1,31	27,10	226,0	2,10		Q131
Q139	100	100	4,2	4,2	1,39	1,39	28,40	237,0	2,21		Q139
Q158	150	150	5,5	5,5	1,58	1,58	32,90	275,0	2,55		Q158
Q188	150	150	6,0	6,0	1,88	1,88	39,10	326,0	3,03		Q188
Q221	150	150	6,5	6,5	2,21	2,21	45,80	-	3,55		Q221
Q257	150	150	7,0	7,0	2,57	2,57	53,10	-	4,12		Q257
Q335	150	160	8,0	8,0	3,35	3,35	69,60	-	5,39		Q335
Q378	150	160	8,5	8,5	3,78	3,78	78,30	-	6,07		Q378
Q524	150	150	10,0	10,0	5,24	5,24	108,00	-	8,42		Q524
Q754	150	150	12,0	12,0	7,54	7,54	156,00	-	12,10		Q754
R 84	150	250	4,0	4,0	0,84	0,50	14,00	116,0	1,08		Nervurada (N)
R 92	150	250	4,2	4,2	0,92	0,56	15,40	129,0	1,20	R 92	
R106	150	250	4,5	4,2	1,06	0,58	16,90	141,0	1,31	R106	
R131	150	250	5,0	4,2	1,31	0,56	19,50	162,0	1,51	R131	
R158	150	250	5,5	4,2	1,58	0,56	22,50	187,0	1,74	R158	
R188	150	250	6,0	4,2	1,88	0,56	25,60	213,0	1,98	R188	
R221	150	250	6,5	4,2	2,21	0,56	29,00	-	2,25	R221	
R257	150	250	7,0	4,2	2,57	0,56	32,80	-	2,54	R257	
R335	150	250	8,0	5,0	3,35	0,78	43,50	-	3,37	R335	
R378	150	250	8,5	5,0	3,78	0,78	48,00	-	3,72	R378	
R524	150	250	10,0	6,0	5,24	1,13	67,00	-	5,19	R524	
R754	150	250	12,0	7,0	7,54	1,52	95,50	-	7,40	R754	

Tabla 7. Selección de Viguetas Pretensadas

VIGUETAS PRETENSADAS		MOMENTOS ADMISIBLES (Kgm/m)		VIGUETAS DOBLES		VIGUETAS SIMPLES		SERIES					
				3 cm	5 cm	3 cm	5 cm						
CAPA DE COMPRESION	ALTURA LADRILLO cm	ALTURA TOTAL cm	PESO PROPIO kg / m <sup>2</sup>	0	1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a
9.5	12.5	16.5	22.5	9.5	12.5	16.5	22.5	9.5	12.5	16.5	22.5	9.5	12.5
12.5	15.5	19.5	25.5	14.5	17.5	21.5	27.5	14.5	17.5	21.5	27.5	14.5	17.5
175	200	230	270	220	250	270	325	220	250	270	325	220	250
379	488	634	856	451	561	708	-	451	561	708	-	451	561
519	690	941	1.246	633	803	1.026	-	633	803	1.026	-	633	803
713	941	1.246	1.672	863	1.089	1.379	-	863	1.089	1.379	-	863	1.089
753	1.030	1.381	1.851	943	1.192	1.520	2.017	943	1.192	1.520	2.017	943	1.192
800	1.177	1.600	2.096	1.087	1.362	1.726	2.278	1.087	1.362	1.726	2.278	1.087	1.362
1.006	1.378	1.825	2.487	1.269	1.605	2.046	2.702	1.269	1.605	2.046	2.702	1.269	1.605
1.123	1.598	2.120	2.892	1.470	1.859	2.374	3.139	1.470	1.859	2.374	3.139	1.470	1.859
1.232	1.721	2.280	3.118	1.583	2.001	2.553	3.382	1.583	2.001	2.553	3.382	1.583	2.001
1.325	1.953	2.690	3.694	1.744	2.349	3.011	4.001	1.744	2.349	3.011	4.001	1.744	2.349
1.369	1.994	2.923	4.100	1.899	2.603	3.340	4.426	1.899	2.603	3.340	4.426	1.899	2.603
0	-	-	-	895	-	-	-	895	-	-	-	895	-
1a	-	-	-	1.278	-	-	-	1.278	-	-	-	1.278	-
2a	-	-	-	1.721	-	-	-	1.721	-	-	-	1.721	-
3a	-	-	-	1.887	-	-	-	1.887	-	-	-	1.887	-
4a	-	-	-	2.160	2.743	3.628	4.628	2.160	2.743	3.628	4.628	2.160	2.743
5a	-	-	-	2.523	3.233	4.287	5.353	2.523	3.233	4.287	5.353	2.523	3.233
6a	-	-	-	2.910	3.743	4.973	6.144	2.910	3.743	4.973	6.144	2.910	3.743
7a	-	-	-	3.101	4.021	5.353	6.744	3.101	4.021	5.353	6.744	3.101	4.021
8a	-	-	-	3.106	4.504	6.321	8.144	3.106	4.504	6.321	8.144	3.106	4.504
9a	-	-	-	3.114	4.514	6.904	8.904	3.114	4.514	6.904	8.904	3.114	4.514

No Aplicable en Mendoza

No Aplicable en Mendoza

**Tabla 8. Viguetas. Largos comerciales. Cómputo**

**LONGITUDES STANDARD Y ARMADURAS**

SERIES	0	1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a
DESDE m	1,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00
HASTA m	2,60	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	
ARMADURA mm <sup>2</sup>	18,1	27,1	36,2	40,7	45,02	54,3	63,3	67,9	81,4	90,5

**VOLUMEN DE HORMIGÓN Y CANTIDAD DE ELEMENTOS POR m<sup>2</sup>**

	VIGUETAS SIMPLES		VIGUETAS DOBLES	
	CAPA DE COMP. 3 cm	CAPA DE COMP. 5 cm	CAPA DE COMP. 3 cm	CAPA DE COMP. 5 cm
9,5	0,036 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,056 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>		
12,5	0,041 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,061 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>		
16,5	0,056 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,076 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,072 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,092 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
22,5	0,065 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,085 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,084 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	0,104 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
CANTIDAD DE LADRILLOS	8 u/m <sup>2</sup>	8 u/m <sup>2</sup>	6,3 u/m <sup>2</sup>	6,3 u/m <sup>2</sup>
CANTIDAD DE VIGUETAS	2ml/m <sup>2</sup>	2ml/m <sup>2</sup>	3,17 ml/m <sup>2</sup>	3,17 ml/m <sup>2</sup>

Tabla 9. Viguetas. Disposición de armaduras

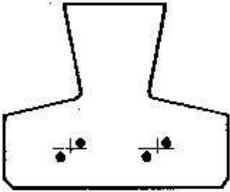
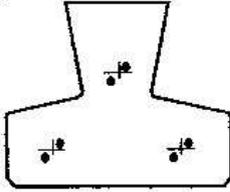
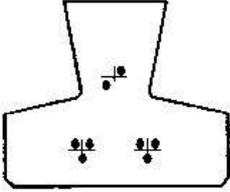
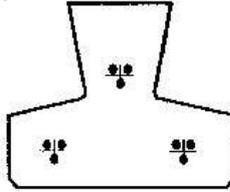
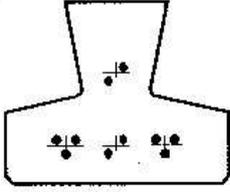
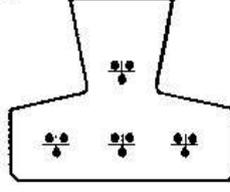
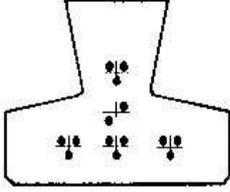
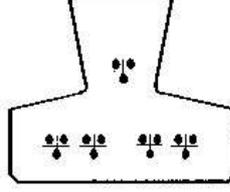
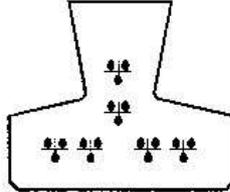
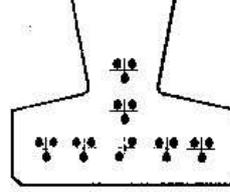
<p>SERIE 0</p>  <p>Secc. 18,1 mm<sup>2</sup></p>	<p>SERIE 1<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 27,1 mm<sup>2</sup></p>
<p>SERIE 2<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 36,2 mm<sup>2</sup></p>	<p>SERIE 3<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 40,7 mm<sup>2</sup></p>
<p>SERIE 4<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 45,2 mm<sup>2</sup></p>	<p>SERIE 5<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 54,3 mm<sup>2</sup></p>
<p>SERIE 6<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 63,3 mm<sup>2</sup></p>	<p>SERIE 7<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 67,9 mm<sup>2</sup></p>
<p>SERIE 8<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 81,4 mm<sup>2</sup></p>	<p>SERIE 9<sub>a</sub></p>  <p>Secc. 90,5 mm<sup>2</sup></p>

Tabla 10. Coeficientes para Momentos Flectores. Losas en dos direcciones

Caso	Tipo de panel	Momento Considerado	Lado Corto Coeficientes										Lado Largo para Cualquier Relación
			Relación Lado Largo/Lado Corto										
			1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,75	2			
1	4 Lados continuos	M Neg. En lado continuo	31	27	23	21	20	19	17	15	31		
		M. Pos. Tramo	42	36	31	28	26	24	22	20	42		
2	1 lado corto discontinuo	M Neg. En lado continuo	27	23	21	20	18	16	15	27			
		M. Pos. Tramo	36	31	26	26	24	23	21	19	36		
3	1 lado Largo discontinuo	M Neg. En lado continuo	27	23	19	18	16	15	13	12	27		
		M. Pos. Tramo	36	30	26	23	21	20	17	15	36		
4	2 L. Adyacentes discontinuos	M Neg. En lado continuo	21	19	17	15	14	13	12	11	21		
		M. Pos. Tramo	29	25	22	20	19	18	16	14	29		
5	2 L. Cortos Discontinuos	M Neg. En lado continuo	22	20	19	18	17	17	15	14	-		
		M. Pos. Tramo	29	27	25	23	23	22	20	19	29		
6	2 L. Largos Discontinuos	M Neg. En lado continuo	-	-	-	-	-	-	-	-	22		
		M. Pos. Tramo	29	23	20	18	16	15	13	11	29		
7	3 Lados Discontinuos (Largo Continuo)	M Neg. En lado continuo	18	16	14	13	13	12	11	10	-		
		M. Pos. Tramo	23	21	19	18	17	16	14	14	23		
8	3 Lados Discontinuos (Corto Continuo)	M Neg. En lado continuo	-	-	-	-	-	-	-	-	18		
		M. Pos. Tramo	23	20	17	15	14	13	11	10	23		
9	4 Lados Discontinuos	M Neg. En lado continuo	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		M. Pos. Tramo	18	16	14	13	12	11	10	9	18		

Ml = Momento en la sección l  
 q = Carga ultima sobre la losa  
 Lcorto = Luz menor de la losa  
 n = coeficiente que se obtiene de la tabla

$$Ml = \frac{q \times L(\text{corto})^2}{n}$$

**Tabla 11. Capacidad a corte de vigas con estribos**

Tensión de corte. Estribos de 2 ramas [kg/cm <sup>2</sup> ]								
Acero tipo ADN-420			Estribo	φ [mm]	4,2	Área [cm <sup>2</sup> ]	0,14	
Ancho de viga [cm]	Separación de Estribos [cm]							
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30
15	4,43	3,54	2,95	2,53	2,22	1,97	1,77	1,48
20	3,32	2,66	2,22	1,90	1,66	1,48	1,33	1,11
25	2,66	2,13	1,77	1,52	1,33	1,18	1,06	0,89
30	2,22	1,77	1,48	1,27	1,11	0,98	0,89	0,74
35	1,90	1,52	1,27	1,09	0,95	0,84	0,76	0,63
40	1,66	1,33	1,11	0,95	0,83	0,74	0,66	0,55

Tensión de corte. Estribos de 2 ramas [kg/cm <sup>2</sup> ]								
Acero tipo ADN-420			Estribo	φ [mm]	6	Área [cm <sup>2</sup> ]	0,28	
Ancho de viga [cm]	Separación de Estribos [cm]							
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30
15	9,04	7,23	6,03	5,17	4,52	4,02	3,62	3,01
20	6,78	5,43	4,52	3,88	3,39	3,01	2,71	2,26
25	5,43	4,34	3,62	3,10	2,71	2,41	2,17	1,81
30	4,52	3,62	3,01	2,58	2,26	2,01	1,81	1,51
35	3,88	3,10	2,58	2,21	1,94	1,72	1,55	1,29
40	3,39	2,71	2,26	1,94	1,70	1,51	1,36	1,13

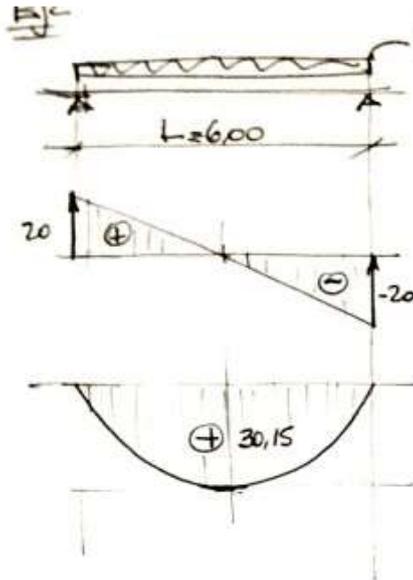
  

Tensión de corte. Estribos de 2 ramas [kg/cm <sup>2</sup> ]								
Acero tipo ADN-420			Estribo	φ [mm]	8	Área [cm <sup>2</sup> ]	0,50	
Ancho de viga [cm]	Separación de Estribos [cm]							
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30
15	16,08	12,86	10,72	9,19	8,04	7,15	6,43	5,36
20	12,06	9,65	8,04	6,89	6,03	5,36	4,82	4,02
25	9,65	7,72	6,43	5,51	4,82	4,29	3,86	3,22
30	8,04	6,43	5,36	4,59	4,02	3,57	3,22	2,68
35	6,89	5,51	4,59	3,94	3,45	3,06	2,76	2,30
40	6,03	4,82	4,02	3,45	3,01	2,68	2,41	2,01

Tensión de corte. Estribos de 2 ramas [kg/cm <sup>2</sup> ]								
Acero tipo ADN-420			Estribo	φ [mm]	10	Área [cm <sup>2</sup> ]	0,79	
Ancho de viga [cm]	Separación de Estribos [cm]							
	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30
15	25,12	20,10	16,75	14,35	12,56	11,16	10,05	8,37
20	18,84	15,07	12,56	10,77	9,42	8,37	7,54	6,28
25	15,07	12,06	10,05	8,61	7,54	6,70	6,03	5,02
30	12,56	10,05	8,37	7,18	6,28	5,58	5,02	4,19
35	10,77	8,61	7,18	6,15	5,38	4,78	4,31	3,59
40	9,42	7,54	6,28	5,38	4,71	4,19	3,77	3,14

EJERCICIO Nº 1: Verificación al corte



$q_u = 6,77t/m$  - H-25 - ADN-420  
 $R_{Au} = R_{Bu} = q_u \cdot \frac{L}{2} = \frac{20t}{2} = 200 \text{ kN}$   
 $M_u = q_u \cdot \frac{L^2}{8} = 30,15 \text{ tm}$

Predimensionado

1. Por corte  $\rightarrow V_u \leq \left( \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) \cdot 0,75$

$(b_w \cdot d)_{\min} = \frac{V_u}{\frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \cdot 0,75}$

$(b \cdot d)_{\min} = \frac{200 \cdot 10^3 \text{ N}}{\frac{5}{6} \sqrt{25} \cdot 0,75} = 64000 \text{ mm}^2$

+ Adopto  $b = 200 \text{ mm} \rightarrow d = \frac{64000 \text{ mm}^2}{200} = 320 \text{ mm}$ .  
 + Por flexión adopto  $d = \frac{L}{12} = \frac{600 \text{ cm}}{12} = 50 \text{ cm}$ .

$b = 250 \text{ mm}$ ,  $h = 500 \text{ mm}$ ;  $d = 500 - 30 = 470 \text{ mm}$ .

$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot \rho \cdot f_y} = \frac{301,5 \text{ kNm} \times 10^3 \times 10^3}{0,90 \cdot (0,85 \cdot 470) \cdot 420} = 1996 \text{ mm}^2 = 19,96 \text{ cm}^2$

$A_{s \min} = (b \cdot h) / 300 = (20 \cdot 50) / 300 = 3,33 \text{ cm}^2$  4  $\phi 25$

Corte

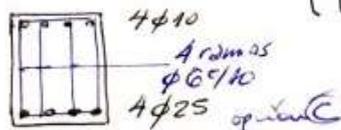
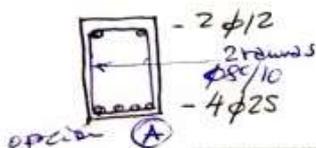
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{200}{0,75} - 97,92 = 168,7 \text{ kN}$

$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 250 \times 470 = 97,917 \text{ N} = 97,92 \text{ kN}$ .

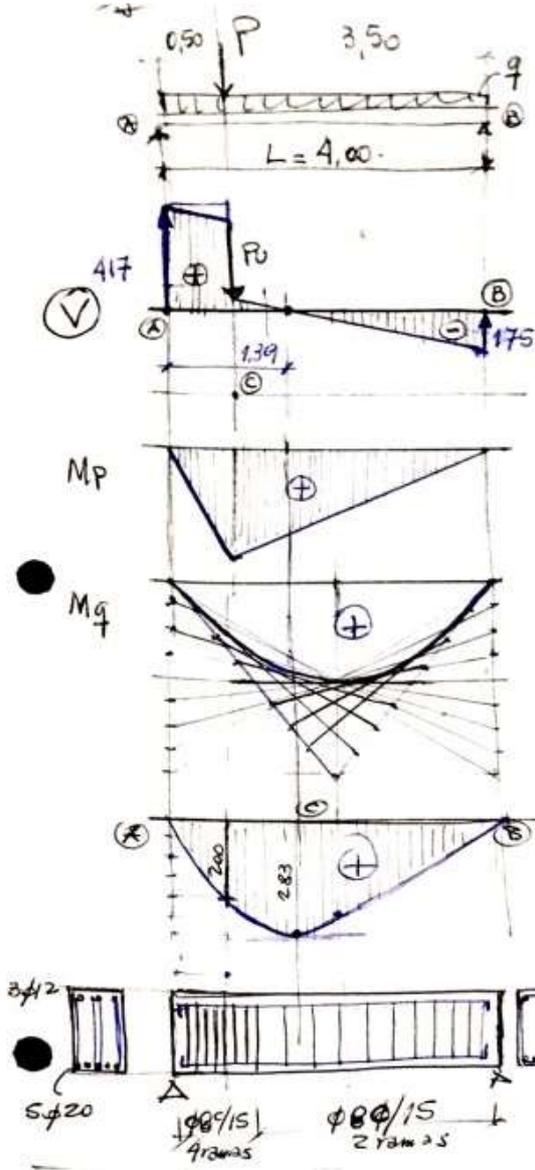
$\frac{A_s}{s} = \frac{V_u}{f_y \cdot d} = \frac{168700 \text{ N}}{420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 470} = 0,85 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 0,085 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

Para 2 ramas  $\rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{0,085}{2} = 0,0425 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$  sep 10 cm  $\rightarrow A_s = 0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8$   
 $\phi 8 \text{ c}/10 \text{ cm}$  (A)

Para 4 ramas  $\rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{0,085}{4} = 0,02125 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$  sep 20 cm  $\rightarrow A_s = 0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8$   
 4 ramas  $\phi 8 \text{ c}/20$  (B)  
 sep 10 cm  $\rightarrow A_s = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 6$   
 4 ramas  $\phi 6 \text{ c}/10$  (C)



EJERCICIO Nº 2: Verificación al corte



	D	L	H-25
P	150	90	kN
q	30	18	kN/m

$P_u = 1,2P_s + 1,6P_c = 324 \text{ kN}; q_u = 37,8 + 28,8 = 67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$b_w = 200 \text{ mm}; d = 330 \text{ mm}$   
 $p_p = 0,2 \times 0,3 \times \frac{24}{25} = 0,15 \frac{\text{t}}{\text{m}} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 $R_A = \left(\frac{3,50}{4,00}\right) \cdot 324 \text{ kN} + 67 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4,0 \text{ m} / 2 = 417 \text{ kN}$   
 $R_B = \left(\frac{0,5}{4,0}\right) 324 \text{ kN} + 134 \text{ kN} = 175 \text{ kN}$

$M_c = R_A \cdot 0,50 - q \cdot \frac{0,50^2}{2} = 162 - 8,4 = 153,6 \text{ kNm}$   
 $M_x = R_A \cdot x - P_b(x-0,50) - q \cdot \frac{x^2}{2}$

$V = R_A - q \cdot x - P \Rightarrow \text{Si } V=0 \rightarrow M = M_{\text{máx}}$   
 $x = \frac{R_A - P}{q} = \frac{417 - 324}{67} = 1,39 \text{ m}$

$M_{x=1,39} = 283 \text{ kNm}$

$A_s = \frac{M_u}{0,9 \cdot \rho \cdot f_y} = \frac{283 \cdot 1000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9 \cdot \frac{265 \text{ mm}}{420 \text{ N}} \cdot 420 \text{ N}} = 2825 \text{ mm}^2$

$A_{s \text{ mín}} = \frac{b \cdot d}{300} = \frac{200 \times 310}{300} = 207 \text{ mm}^2$   
 $A_s = 6\phi 25 (6 \times 4,90 \text{ cm}^2) = 2943 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$

$\sigma_{uA} = \frac{V_u}{b_w \cdot d} = \frac{417 \cdot 1000 \text{ N}}{200 \cdot 310} = 6,72 \text{ MPa}$        $\sigma_{uA} \leq \phi \cdot \sigma_n$        $\phi = 0,75$   
 $\sigma_{n \text{ máx}} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c}$

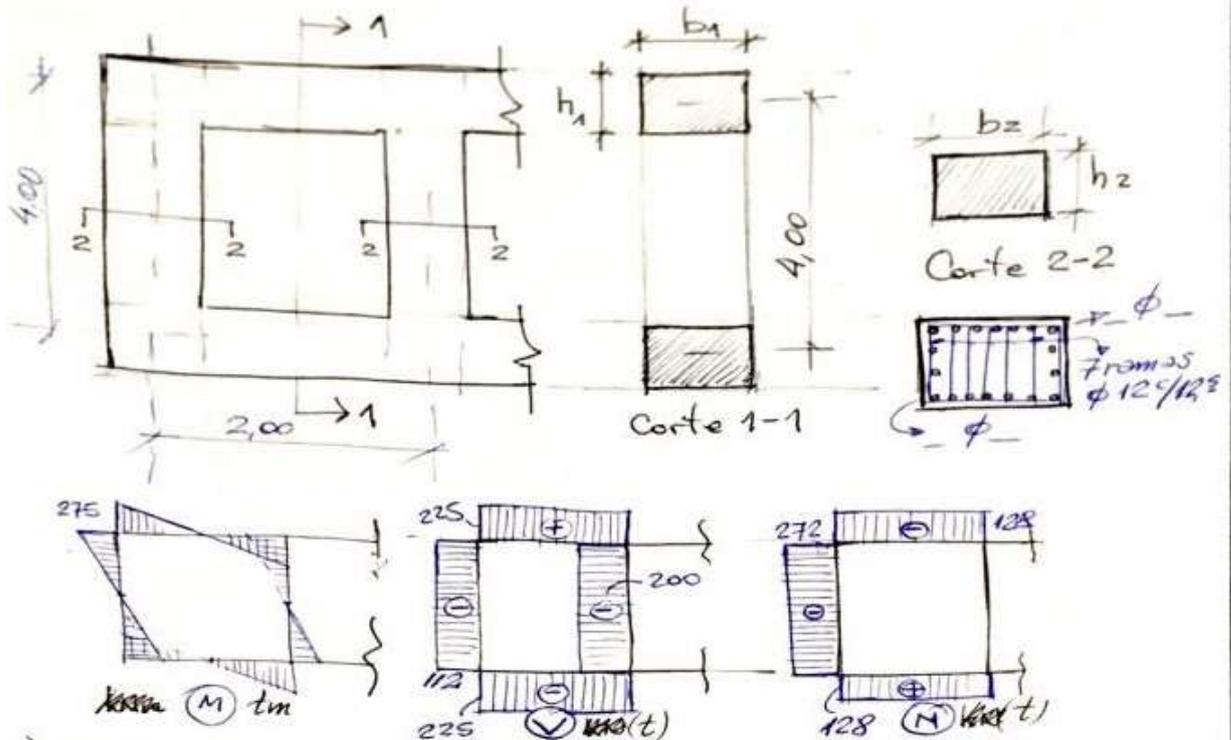
$\sigma_{uA} = 6,72 \text{ MPa} > \frac{5}{6} \sqrt{25} = 4,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{No Verifica!!}$

Sección mínima  $\rightarrow V_u \leq \left[\frac{5}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d\right]^{0,75}$  si  $b_w = 250 \text{ mm} \rightarrow d =$   
 $d = \left(\frac{V_u}{0,75}\right) \cdot \frac{6}{5} \frac{1}{\sqrt{f'_c} \cdot b_w} = \frac{417 \cdot 1000 \text{ N}}{0,75 \cdot \sqrt{25} \cdot 250 \text{ mm}} \cdot \frac{6}{5} = 534 \text{ mm} \rightarrow h = 600 \text{ mm}$

Estribos  $V_u \leq \phi (V_c + V_s) \rightarrow V_s = V_u / \phi - V_c = 417 / 0,75 - 119 = 437 \text{ kN}$   
 $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 250 \cdot 570 = 119 \text{ kN}$   
 $A_{s_s} = V_s / (f_y \cdot d) = 437 \cdot 1000 \text{ N} / (420 \text{ N/mm}^2 \cdot 570 \text{ mm}) = 1,825 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 0,183 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

**EJERCICIO Nº 3: VIGA VIERENDEEL**

Nota: No se ha considerado la influencia del esfuerzo normal para calcular la contribución del hormigón en la resistencia al corte  $V_c$ , según expresiones 11.4 y 11.8. (la numeración de las expresiones corresponden al CIRSOC 201)



1) Cordones y → Dimensionar a flexo-compresión y flexo-tracción  
Mezclantes

e) Pre dimensionado al corte

Se adopta  $\lambda = 30$  y todos de = dimensiones

$$V_u \leq \phi \left( \frac{5}{6} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \right)$$

$$b \times d = V_u / \left( \phi \cdot \frac{5}{6} \sqrt{f_c} \right) = \frac{225.000 \text{ N}}{(0,75 \cdot \frac{5}{6} \sqrt{30})} = 657257 \text{ mm}^2$$

Adopto  $b = 900 \text{ mm} \rightarrow d = 730 \text{ mm} \rightarrow$  Adopto  $H = 900 \text{ mm}$ .

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 900 \cdot 870 = 714,7 \text{ kN} \approx 715 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{225000 \text{ N}}{0,75} - 715000 \text{ N} = 2285000 \text{ N} = 2285 \text{ kN}$$

$$\frac{A_s}{s_p} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{2285000 \text{ N}}{420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 870 \text{ mm}} = \frac{6,25 \text{ mm}^2}{\text{mm}} = 0,625 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$s_p = \frac{\text{ramos} \cdot f_y \cdot d \cdot a_s}{V_s} = \frac{6 \times 420 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 870 \text{ mm} \cdot 113 \text{ mm}^2}{2285000 \text{ N}} = 108 \text{ mm}$$

{ 6 ramos  
 $\phi 12 @ 100 \text{ cm}$   
 ramos  
 $\phi 12 @ 125$