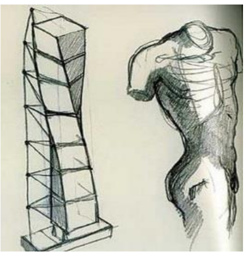
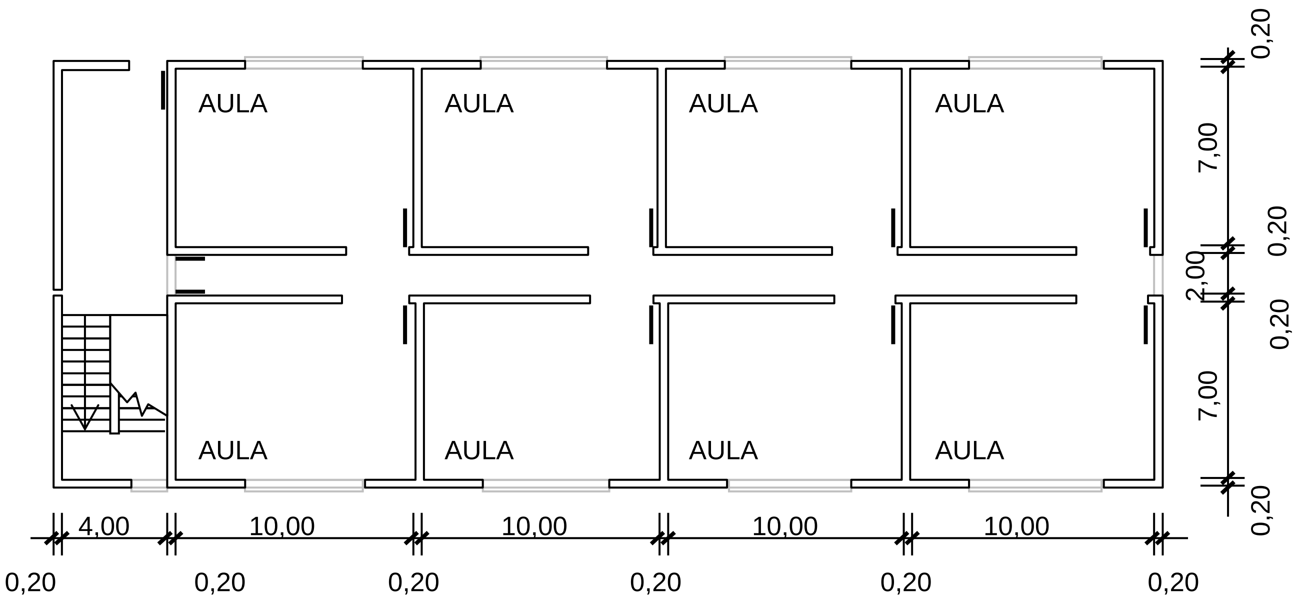
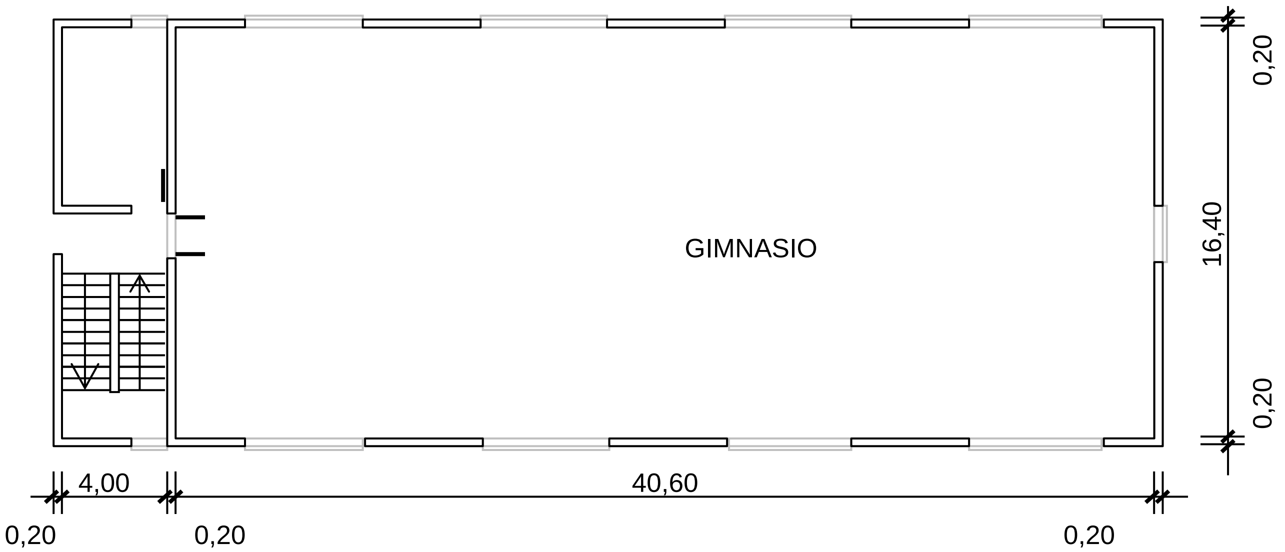


UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA - FACULTAD DE ARQUITECTURA Y URBANISMO			
DNC	Cátedra: **ESTRUCTURAS - NIVEL III**		
	Taller Vertical I: DELALOYE - NICO - CLIVIO (DNC)		
TP1	**Trabajo Práctico 1: Estructuras aporticadas**		
Curso 2019	Elaboró: JTP Ing. Angel Maydana	Revisión: Ing. Delaloye	Fecha: Abril 2019

Resolver la estructura con elementos prefabricados. La planta baja está destinada a un gimnasio para práctica de deportes, por lo que la superficie debe quedar libre de columnas.
En la planta alta funcionarán aulas.



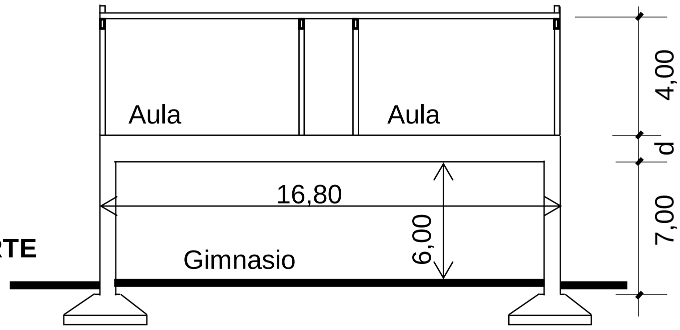
PLANTA ALTA

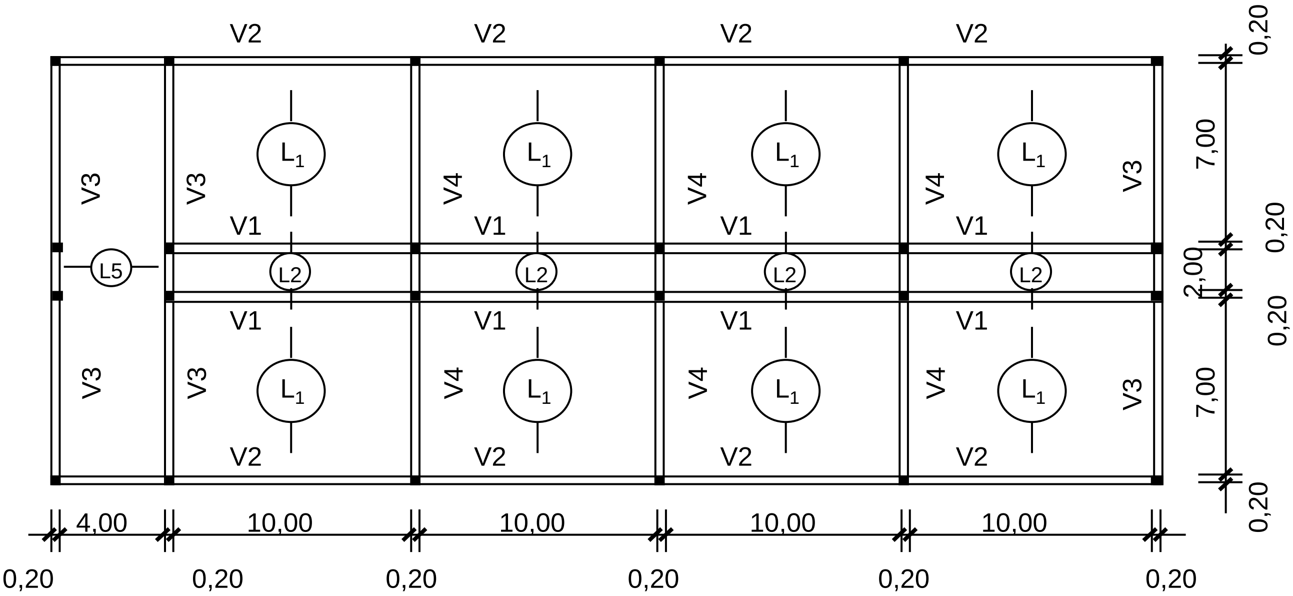


PLANTA BAJA

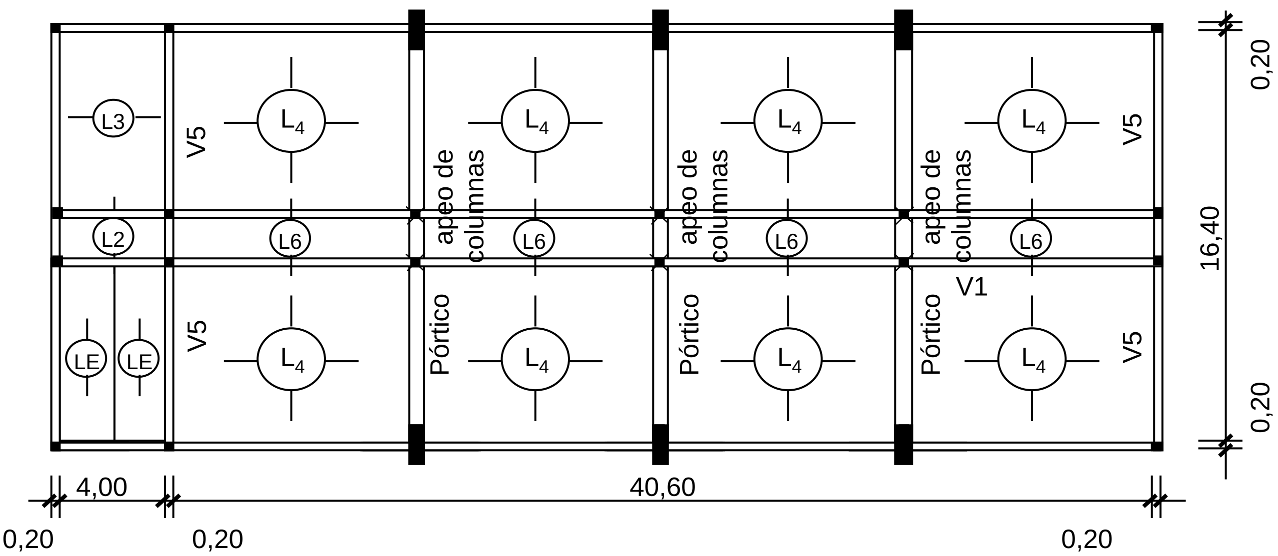
Planteamos un esquema estructural simple.
Las cargas sobre el pórtico las determinamos por superficie de influencia

CORTE





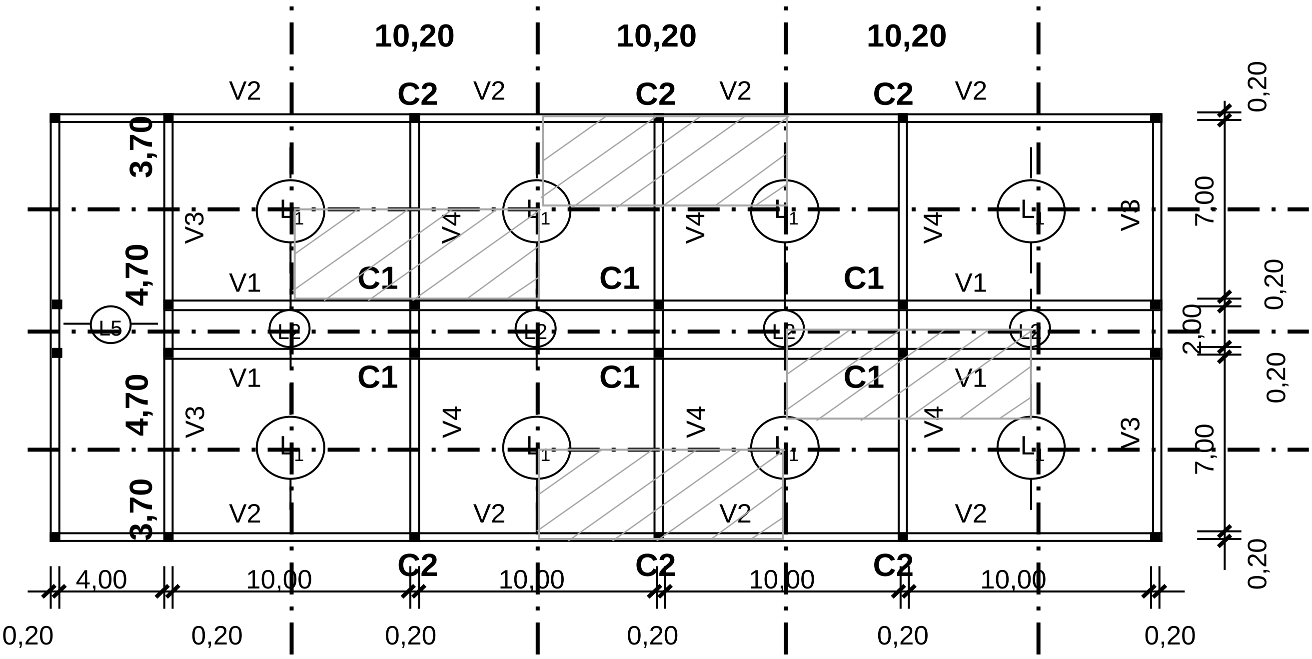
ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA



ESTRUCTURA S/PLANTA BAJA

El techo de la planta alta es una losa inaccesible: Carga reglamentaria 1 KN/m^2 CIRSOC 101
La losa es prefabricada tipo VIPRET o similar, cuyo peso resulta aproximadamente 500 kg/m^2 considerando contrapiso, aislaciones, cielorraso y el peso propio de la losa. Ver práctico de prefabricados del Taller DNC
Las vigas que sostienen las losas prefabricadas tendrán unas dimensiones de L/12= 60 cm de alto y 20 cm de ancho.
Peso de las vigas: 0,20 x 0,60 x 2400 kg/m^3= 288 kg/m
Longitud total de las vigas (V1: 82,00 m); (V2: 82,00 m); (V3: 33,60m); (V4: 50,40m)= 248,00m
Peso total de las vigas: 248 m x 288 kg/m = 71.424 kg
Incidencia de las vigas por m^2: 71.424 kg/(41 m x 16,80 m)= 103 kg/m2

CARGA			
Sobrecarga reglamentaria	100	Kg/m2	= 1 KN/m^2 CIRSOC 101
Peso propio de losas	500	Kg/m2	
Incidencia del peso de las vigas	100	Kg/m2	
q=	700	Kg/m2	

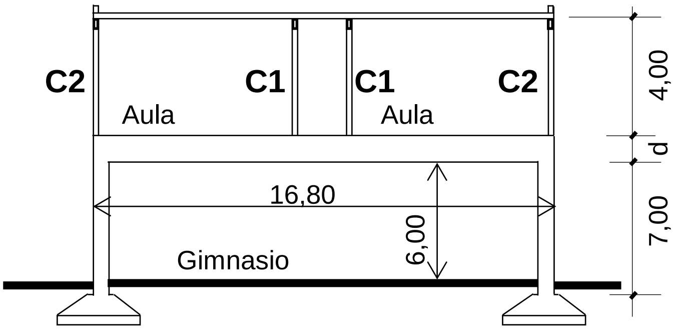


ESTRUCTURA S/PLANTA ALTA

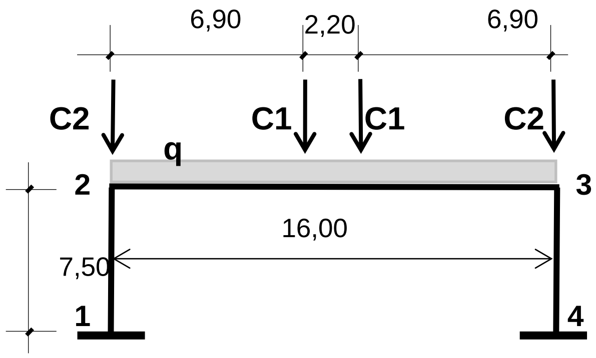
Superficie de influencia de C1=	10,20	x 4,70 =	47,94	m2	
Carga en C1=	700	x 47,94 =	33558	Kg	
Peso propio C1(0,20x0,20x4,00x2400)=	384	Kg			
C1=	33942	Kg	=	33,9	t

Superficie de influencia de C2=	10,20	x 3,70 =	37,74	m2	
Carga en C2=	700	x 37,74 =	26418	Kg	
Peso propio C2(0,20x0,20x4,00x2400)=	384	Kg			
C2=	26802	Kg	=	26,8	t

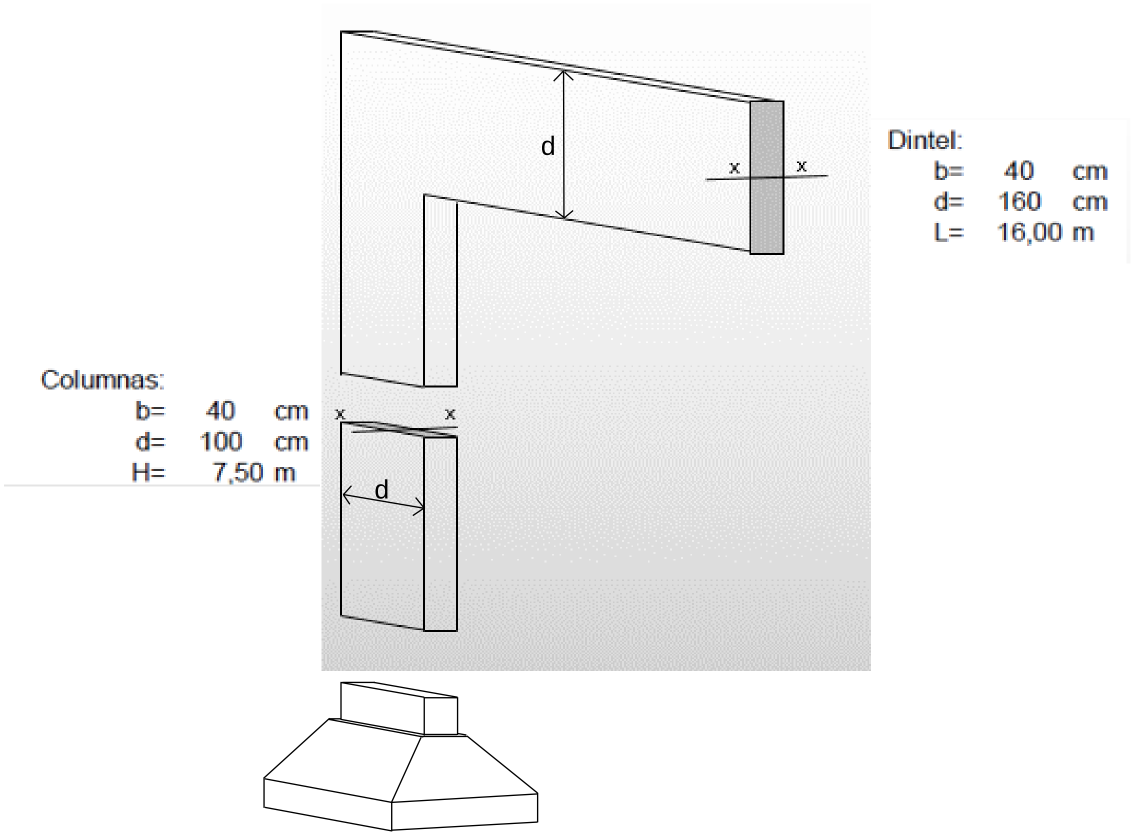
La altura del dintel la estimamos en d=L/10 d=16,80 / 10 = 1,60 m
A las patas del portico le asignamos 1,00 m
Todo tiene un espesor de 40 cm



CORTE



ESQUEMA ESTRUCTURAL



RESOLUCIÓN

El pórtico plano es una estructura hiperestática. Si lo consideramos empotrado en las bases, entonces es hiperestático de tercer grado, en cambio si lo suponemos con una rótula en las bases sería un hiperestático de primer grado. En ambos casos no se puede resolver con las ecuaciones de la estática y se debe recurrir a las ecuaciones de deformaciones.

Una forma aproximada para resolverlo cuando las cargas son verticales, es considerar el dintel empotrado en los nudos 2-3 y calcular los momentos en los empotramientos (a través de tablas que resuelven el problema) y luego equilibrar el nudo distribuyendo el momento en función de la rigidez flexional de las barras que concurren a dicho nudo.

Se llama rigidez flexional a la relación: E x J / L siendo **E** el módulo de elasticidad del hormigón, **J** el momento de inercia respecto del eje x, **L** la longitud de la barra.
Se da a continuación la fórmula que establece el CIRSOC 201 para determinar el módulo de elasticidad en función de la resistencia específica a la compresión del hormigón, en MPa (mega pascal).
A los efectos de los ejercicios prácticos de este curso, es suficientemente aproximado tomar un valor del módulo de elasticidad del hormigón de 300.000 kg/cm2 lo que equivaldría a 30.000 MPa (recordar que 1 MPa= 10 kg/cm2).
Finalmente y para este caso específico, como se trabaja con rigideces flexionales relativas, esto es la relación de la rigidez de una barra con respecto a la sumatoria de las rigideces que concurren al nudo, el módulo de elasticidad E está en el numerador y en el denominador de la ecuación, por lo que se simplifica y desaparece.

Módulo resistente del hormigón CIRSOC 201-Cap.8-187

Para valores de Wc (peso por unidad de volumen del hormigón) entre 1500 y 2500 kg/m^3, el módulo de elasticidad del hormigón se puede determinar con la siguiente expresión:

$$E_c = Wc^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{f'c}$$

f'c= Resistencia especificada del hormigón: 30MPa

Wc= 2400 kg/m^3

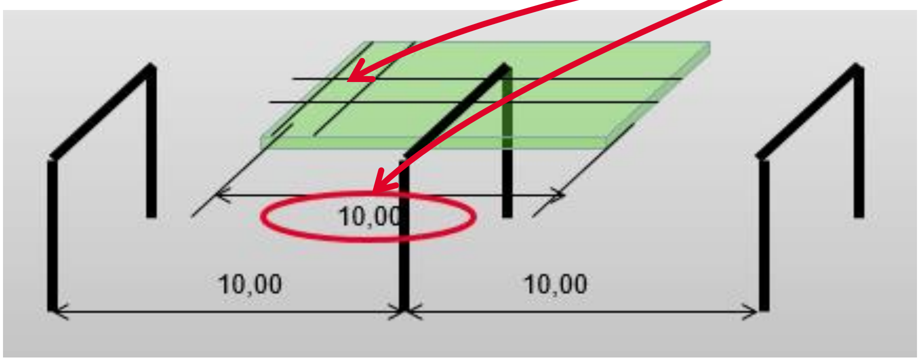
$$E_c = 2400^{1,5} \times 0,043 \times \sqrt{30} = 27.691 \text{ Mpa} = 276.915 \text{ kg/cm2}$$

DIMENSIONES

Dintel:			Columnas:		
b=	40	cm	b=	40	cm
d=	160	cm	d=	100	cm
L=	16,00	m	H=	7,50	m

CARGAS

Peso propio losa+contrapiso+piso+CR:	500	Kg/m2		
Sobrecargas Aulas CIRSOC 101:	3	KN/m2		
Total cargas repartidas:	800	Kg/m2		
Separación entre pórticos:	10	m		
Carga del piso:	8000	Kg/m		
Peso propio del pórtico: 1,60x0,40x2400=	1536	Kg/m		
q=	9536	Kg/m	=	9,5 t/m



Esquema de carga que recibe un pórtico central: 800 kg/m2 x 10 m = 8.000 kg/m

Momentos de inercia

$$Jx = \frac{b \times d^3}{12}$$

$$Jx_{dintel} = \frac{40 \times 160^3}{12} = 13.653.333 \quad cm^4 \quad 0{,}1365 \quad m^4$$

$$Jx_{columna} = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3.333.333 \quad cm^4 \quad 0{,}0333 \quad m^4$$

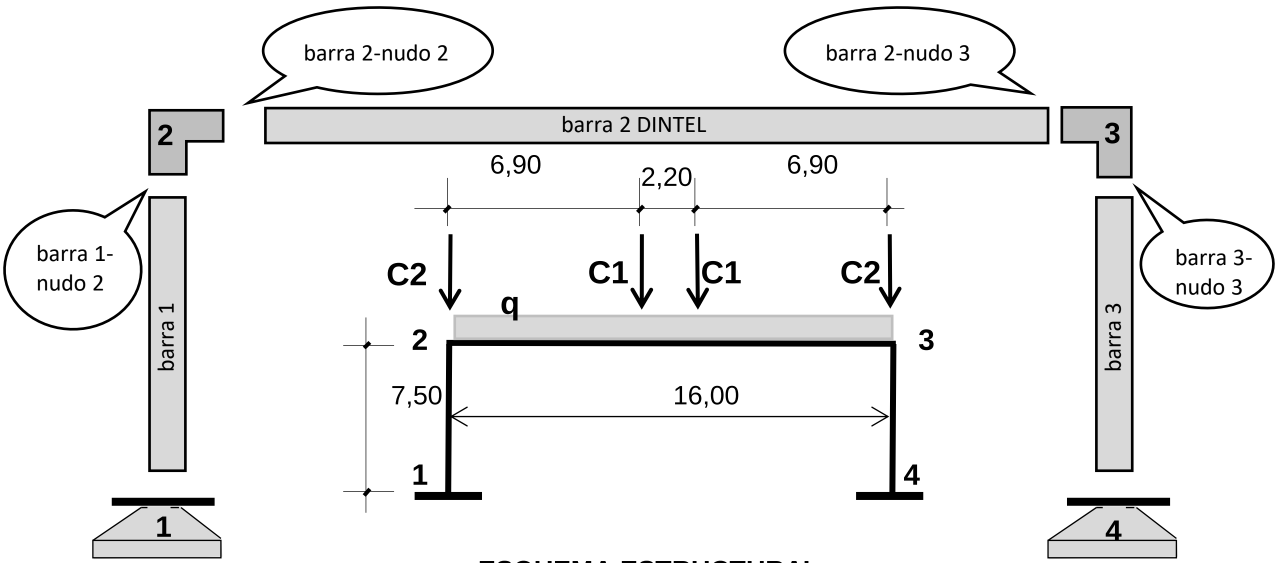
Rigideces

Rigidez flexional: E x J / L

E: módulo de elasticidad del material
J: momento de inercia
L: longitud de la barra

$$Rf_{dintel} = \frac{E \times 0{,}1365}{16{,}00} = 0{,}0085 \times E \quad m^3$$

$$Rf_{columna} = \frac{E \times 0{,}0333}{7{,}50} = 0{,}0044 \times E \quad m^3$$



ESQUEMA ESTRUCTURAL

Rigidez flexional del nudo 2 = concurren al nudo 2 las barras 1 y 2, entonces $Rf_{nudo2} = Rf_{columna} + Rf_{dintel}$

$Rf_{nudo2} =$ 0,0044 x E + 0,0085 x E

Rigidez flexional del nudo 3 = concurren al nudo 3 las barras 2 y 3, entonces $Rf_{nudo2} = Rf_{dintel} + Rf_{columna}$

$Rf_{nudo3} =$ 0,0085 x E + 0,0044 x E

A continuación obtenemos los coeficientes de distribución de cada elemento (columna y dintel) que aplicaremos a los esfuerzos característicos que generamos en los nudos, al considerarlos hipotéticamente empotrados $Coef._{dintel}$ y $Coef._{columna}$

Rigidez flexional: E x J / L

E: módulo de elasticidad del material
J: momento de inercia
L: longitud de la barra

Como el módulo resistente E, es común en todos los términos y es el mismo (es Ec=276 915 kg/cm2 ya calculado para todo el pórtico), se puede simplificar y la rigidez flexional queda en función de J/L

$$Coef._{dintel} = \frac{EJx_D/L_{\ dintel}}{EJx_D/L_{\ dintel} + EJx_c/L_{olumna}}$$

$$Coef._{dintel} = \frac{0{,}0085}{0{,}0085+0{,}0044} = 0{,}658$$

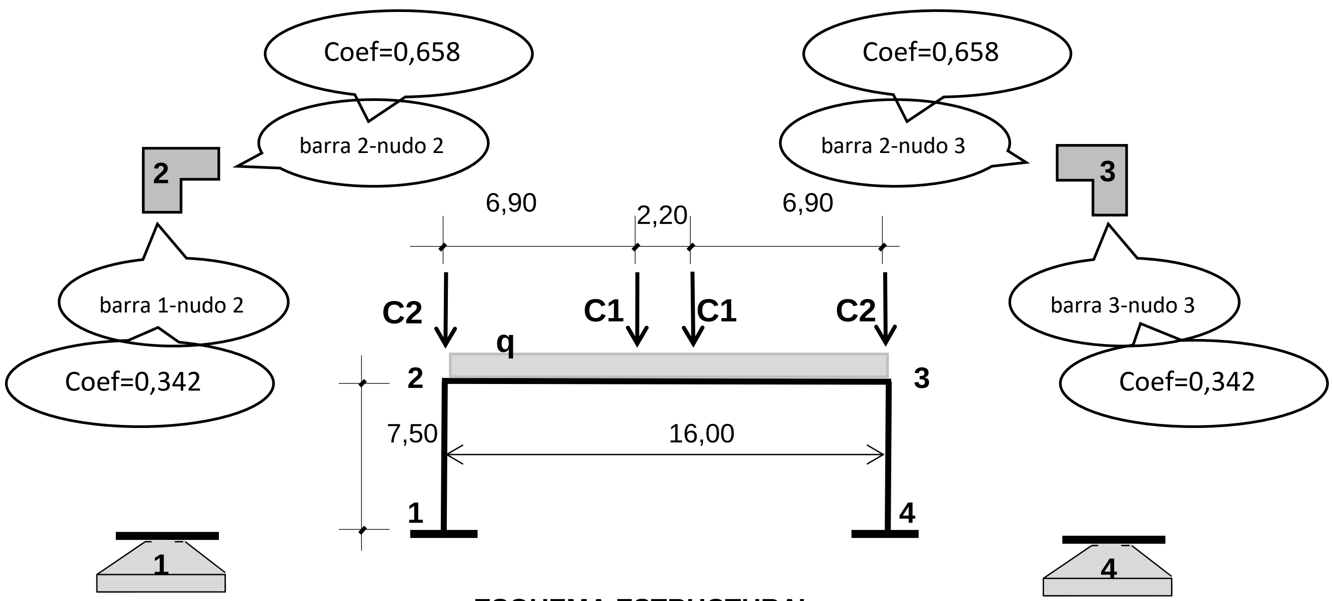
$$Coef._{columna} = \frac{EJxc/L_{columna}}{EJx_D/L_{\ dintel} + EJx_c/L_{olumna}}$$

$$Coef._{columna} = \frac{0{,}0044}{0{,}0085+0{,}0044} = 0{,}342$$

RESUMEN

	DIMENSIONES		Longitud L(m)	Momento de inercia J(m4)	Sección de la barra S(cm2)	Rigidez de la barra EJ/L	Coef. De distribución Coef.		
barra 1	COLUMNA 1		7,50	0,0333	4000	0,0044			
	b1(cm):	40					0,342	barra 1-nudo 2	1
	h1(cm):	100					0,658	barra 2-nudo 2	
barra 2	DINTEL		16,00	0,1365	6400	0,0085			
	b(cm):	40					0,658	barra 2-nudo 3	1
	h(cm):	160					0,342	barra 3-nudo 3	
barra 3	COLUMNA 2		7,50	0,0333	4000	0,0044			
	b2(cm):	40							
	h2(cm):	100							

IMPORTANTE: La suma de los coeficientes de distribución en cada nudo deben sumar 1, puesto que estamos considerando las partes de un todo.

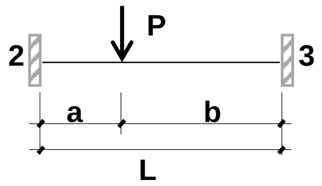


ESQUEMA ESTRUCTURAL

BARRA EMPOTRADA - EMPOTRADA

$M_2 = M_3 = -q \times L^2 / 12$

$R_A = R_B = -q \times L / 2$



$M_2 = -P \times L \times \alpha \times \beta^2$ $\alpha = a/L$ $R_A = P \times \beta^2 \times (1 + 2\alpha)$

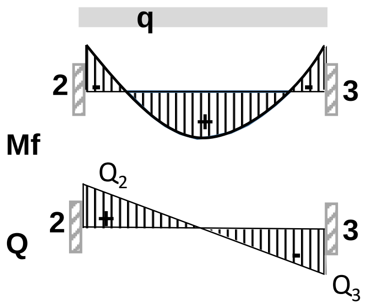
$M_3 = -P \times L \times \alpha^2 \times \beta$ $\beta = b/L$ $R_B = P \times \alpha^2 \times (1 + 2\beta)$

Tomamos el dintel de nuestro pórtico y lo suponemos empotrado en los dos extremos, esto es en el nudo 2 y en el nudo 3.

Este esquema de una barra empotrada- empotrada, es un sistema resuelto cuyos resultados de los esfuerzos característicos M, N y Q están tabulados.

Aquí recordamos los casos de una barra empotrada- empotrada con carga uniformemente repartida y con una carga puntual, que son los dos casos que se combinan en nuestro ejercicio.

CASO DE LA CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA



q= 9,5 t/m

L= 16,00 m

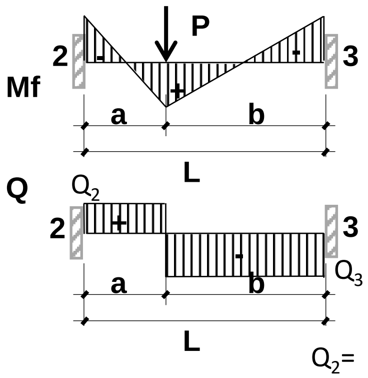
$$M_2 = M_3 = -\frac{9{,}5 \times 16{,}00^2}{12} = -202{,}7 \text{ tm}$$

$R_2 = R_3$

$$Q_2 = -Q_3 = \frac{9{,}5 \times 16{,}00}{2} = 76{,}0 \text{ tm}$$

CASO DE LA CARGA PUNTUAL

Columna C1 ubicada a la izquierda



P_1= 33,9 t

a= 6,90 m

b= 9,10 m

L= 16,00 m

$\alpha = a/L$ $\alpha = \frac{6{,}90}{16{,}00} = 0{,}431$

$\beta = b/L$ $\beta = \frac{9{,}10}{16{,}00} = 0{,}569$

$M_2 = -P \times L \times \alpha \times \beta^2$ $M_2 = 33{,}9 \times 16{,}00 \times 0{,}431 \times 0{,}569^2 = -75{,}7$ tm

$M_3 = -P \times L \times \alpha^2 \times \beta$ $M_3 = 33{,}9 \times 16{,}00 \times 0{,}431^2 \times 0{,}569 = -57{,}4$ tm

$Q_2 = R_A = P \times \beta^2 \times (1 + 2\alpha)$ $Q_2 = 33{,}9 \times 0{,}569^2 \times (1 + 2 \times 0{,}431) = 20{,}4$ t

$-Q_3 = R_B = P \times \alpha^2 \times (1 + 2\beta)$ $Q_3 = 33{,}9 \times 0{,}431^2 \times (1 + 2 \times 0{,}569) = -13{,}5$ t

Análogamente, para la columna C1 ubicada a la derecha, quedará:

P_2= 33,9 t

a= 9,10 m

b= 6,90 m

L= 16,00 m

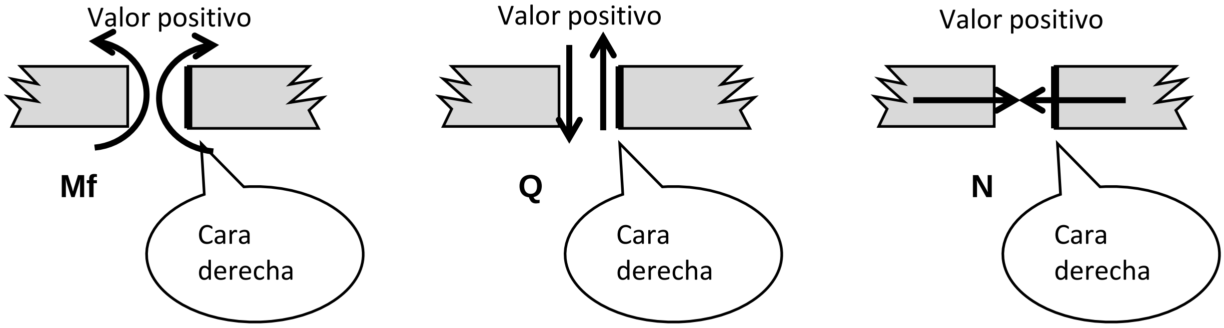
M_2= -57,4 tm

M_3= -75,7 tm

Q_2= 13,5 t

Q_3= -20,4 t

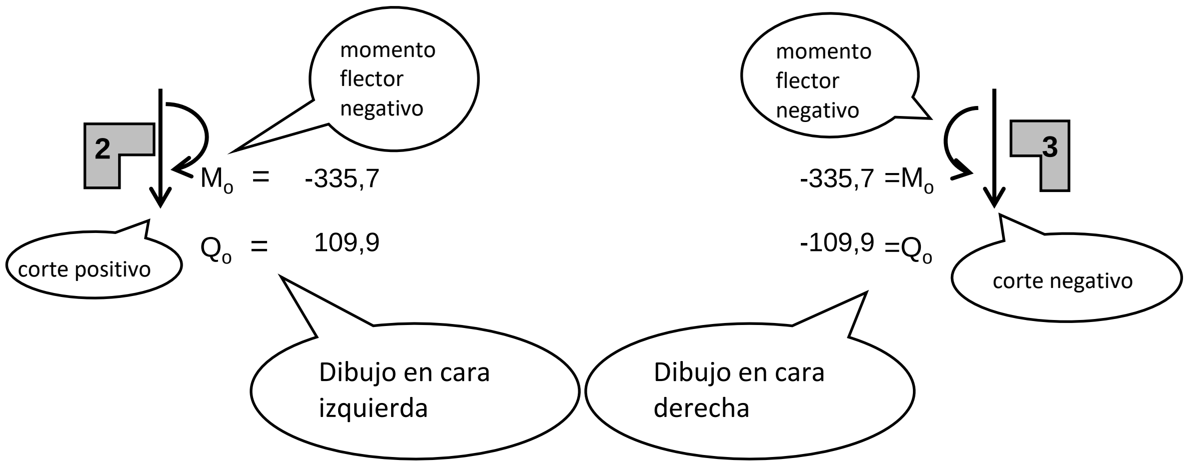
Recordamos la convención de signos de los esfuerzos característicos M, N y Q

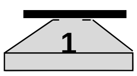


La convención de signos dice que el momento flector positivo tiene sentido horario en la cara derecha de la sección, el esfuerzo de corte positivo tiene sentido hacia arriba en cara derecha y el esfuerzo axil o normal "sale" de la sección cuando el signo es positivo (o sea de tracción).

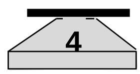
SOLICITACIONES EN EL DINTEL (Barra empotrada- empotrada)

	En el nudo 2		En el nudo 3	
	Mo tm	Qo (t)	Mo tm	Qo (t)
Por q	-202,7	76,0	-202,7	-76,0
Por P1	-75,7	20,4	-57,4	-13,5
Por P2	-57,4	13,5	-75,7	-20,4
	-335,7	109,9	-335,7	-109,9



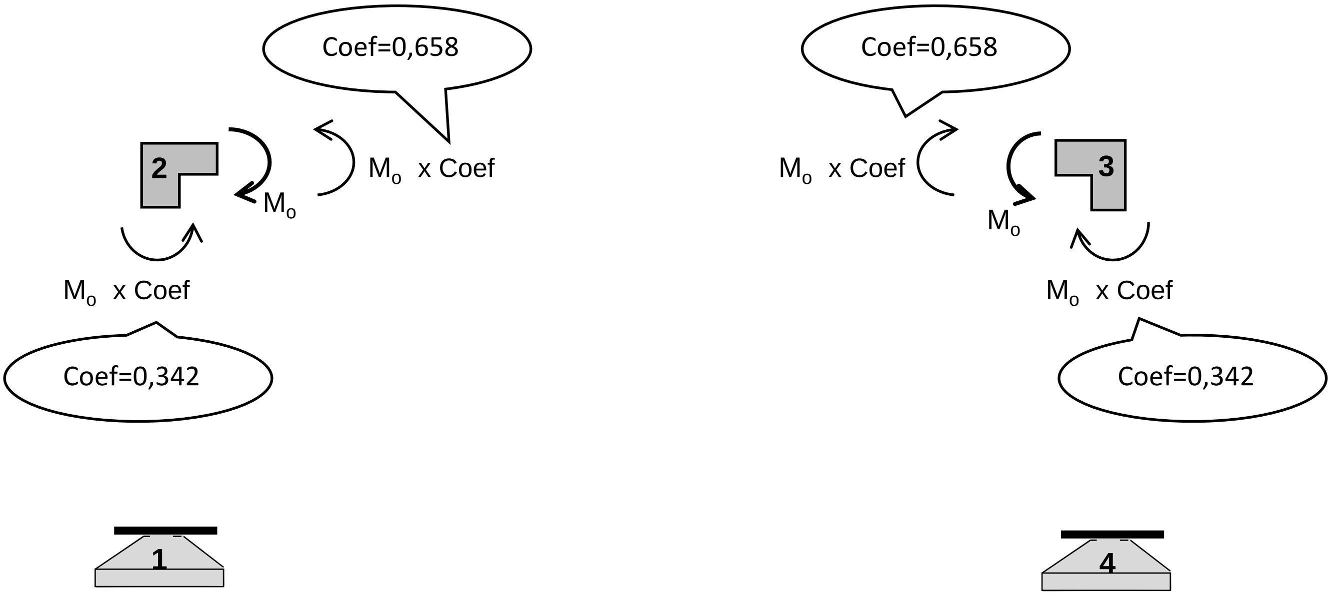


ESFUERZOS DESEQUILIBRADOS

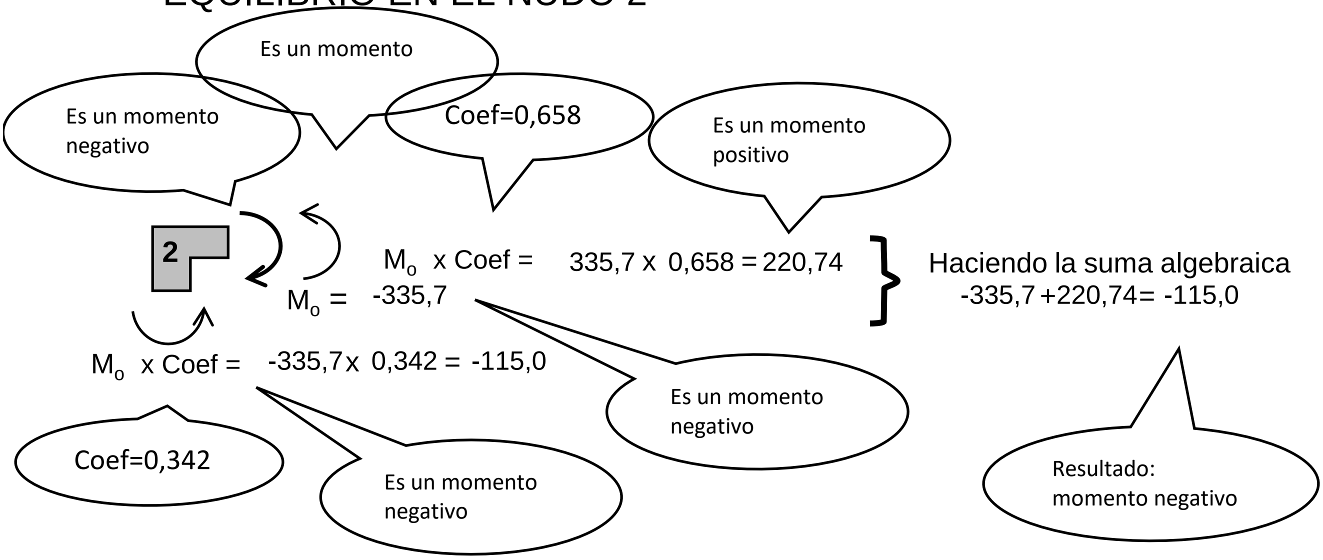


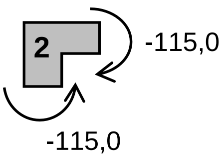
Tenemos en los nudos 2 y 3 un momento Mo como consecuencia de considerar la barra empotrada en ambos extremos. Como en realidad no es así, tengo que **equilibrar** el Mo con otro momento igual y contrario que se genera en cada barra (columna y dintel) **proporcional** a la rigidez de la misma.
Lo mismo para el esfuerzo de corte Qo

Vamos a equilibrar el momento flector en los nudos 2 y 3



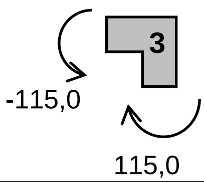
EQUILIBRIO EN EL NUDO 2



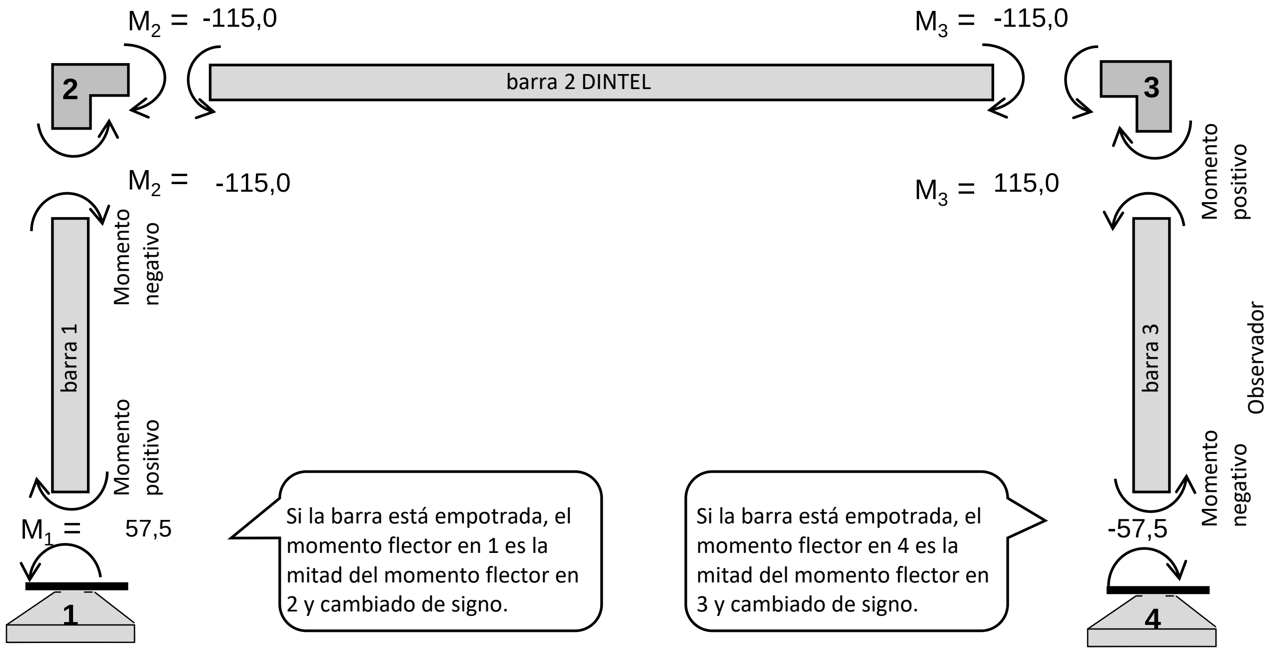


Tanto en la columna (barra 1) que llega al nudo 2 como en el dintel (barra 2) que llega al nudo 2, el momento flector tiene el mismo valor y dibujados gráficamente se ve que se equilibran los sentidos de ambos.

Lo mismo hacemos para el nudo 3, que en este caso, por simetría de geometría y de cargas, el resultado va a ser el mismo.
En la columna, el momento es positivo porque miramos la pata del pórtico desde afuera de él.



Veamos cómo quedaron los valores del esfuerzo MOMENTO FLECTOR



MOMENTO FLECTOR EN LAS COLUMNAS

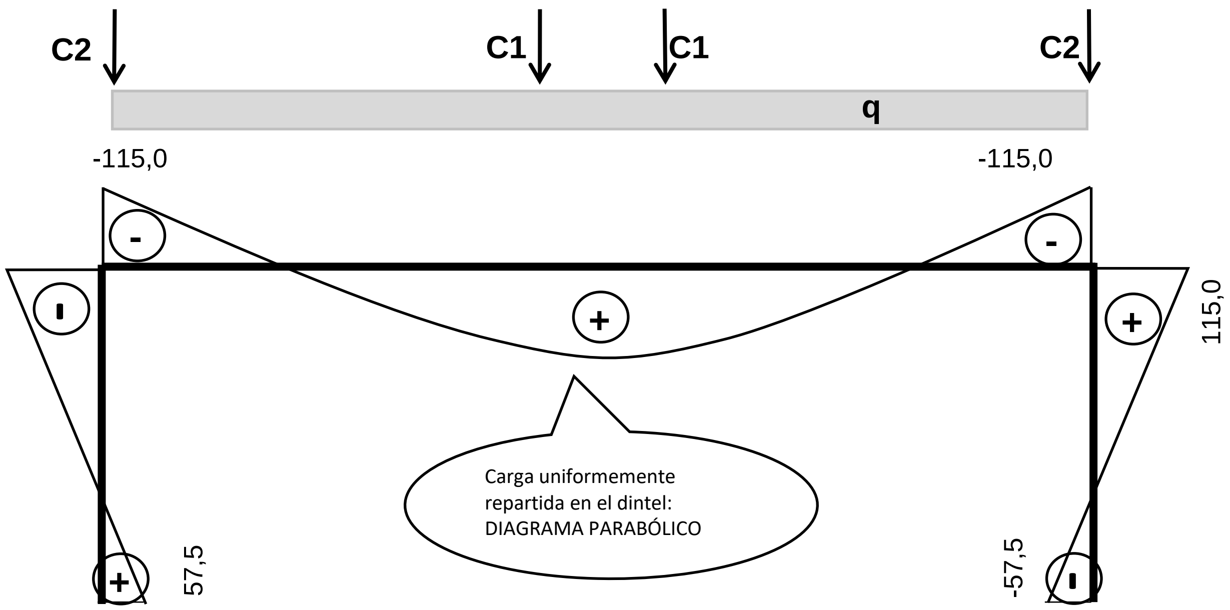
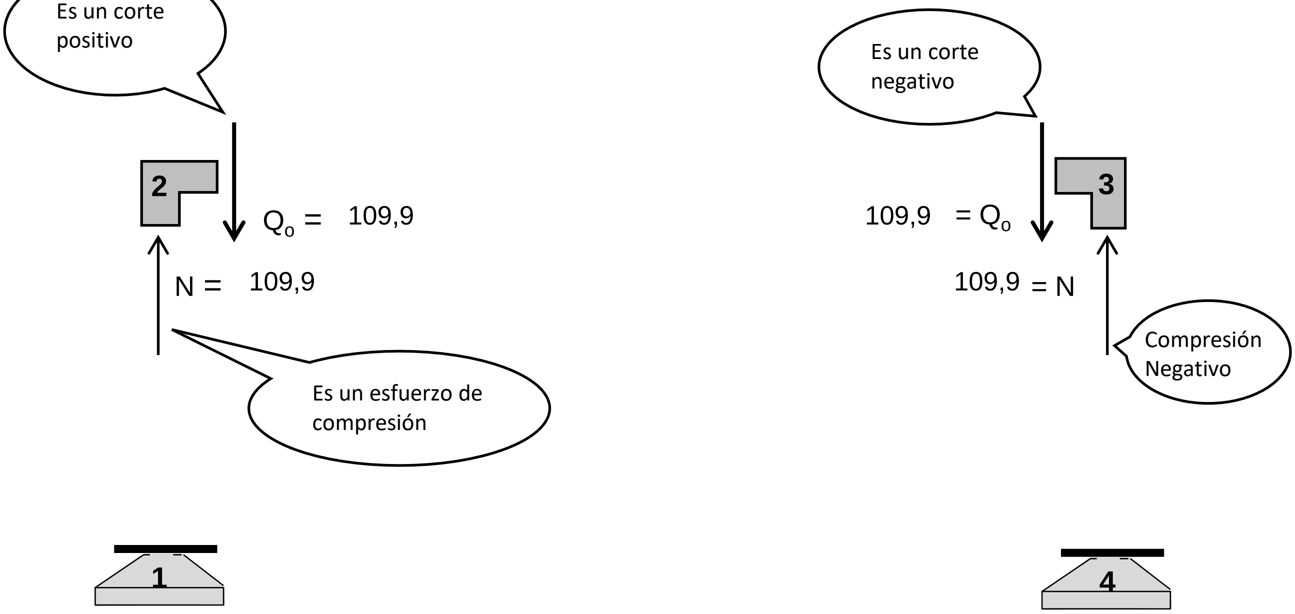


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR

Ahora vamos a equilibrar las fuerzas verticales en los nudos 2 y 3

EQUILIBRIO DE FUERZAS VERTICALES



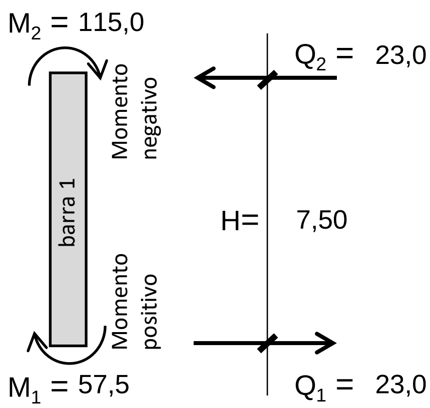
El nudo 2 se equilibra en el sentido vertical con la fuerza resultante en el dintel (esfuerzo de corte) y la fuerza vertical en la columna (esfuerzo normal). Conocemos el valor del corte en el dintel por lo que también conocemos el valor del esfuerzo normal en la columna.

IMPORTANTE: La carga de las columnas C2 no han sido tenidas en cuenta hasta ahora porque no producian efecto alguno en el dintel del pórtico, ya que actúan en el eje de las columnas (barra 1 y 3). Ahora sí, para determinar el valor final del esfuerzo normal en la columna, además del valor indicado anteriormente (el mismo del esfuerzo de corte en el dintel) habrá que adicionarle el valos de la carga C2 en todo el tramo de la columna.

Lo mismo hacemos para el nudo 3, que en este caso, por simetría de geometría y de cargas, el resultado va a ser el mismo.

EQUILIBRIO DE FUERZAS HORIZONTALES

en la barra 1



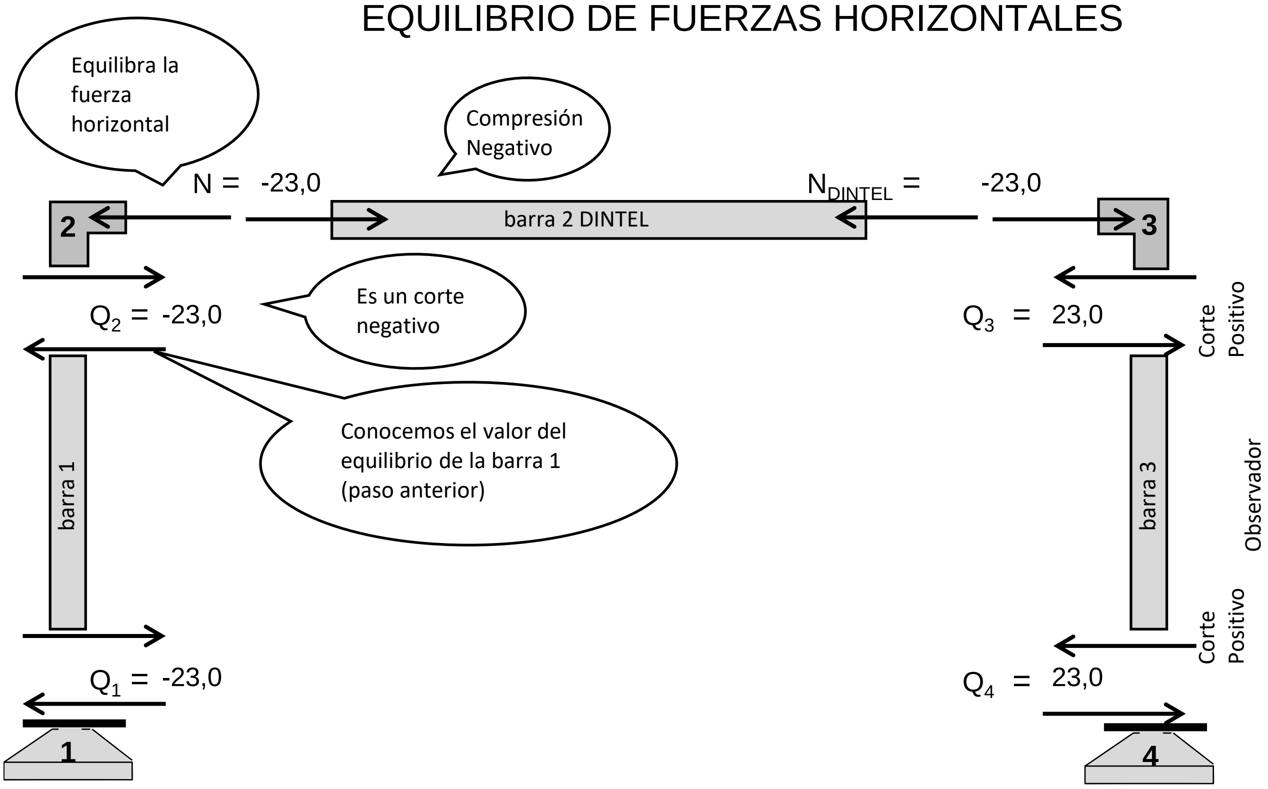
$Q_{1-2} \times H = (M1+M2)$

Hemos tomado la barra 1 con un momento M_1 en el extremo izquierdo (inferior) y un momento M_2 en el extremo derecho (superior). Los dos momentos indicados tienen sentido horario por lo que el par equilibrante Q_{1-2} x H debe tener sentido antihorario.

$$Q_{1-2} = \frac{(\ 57,5\ +\ 115,0\ )}{7,50} = 23,0$$

Ahora vamos a equilibrar las fuerzas horizontales en los nudos 2 y 3

EQUILIBRIO DE FUERZAS HORIZONTALES



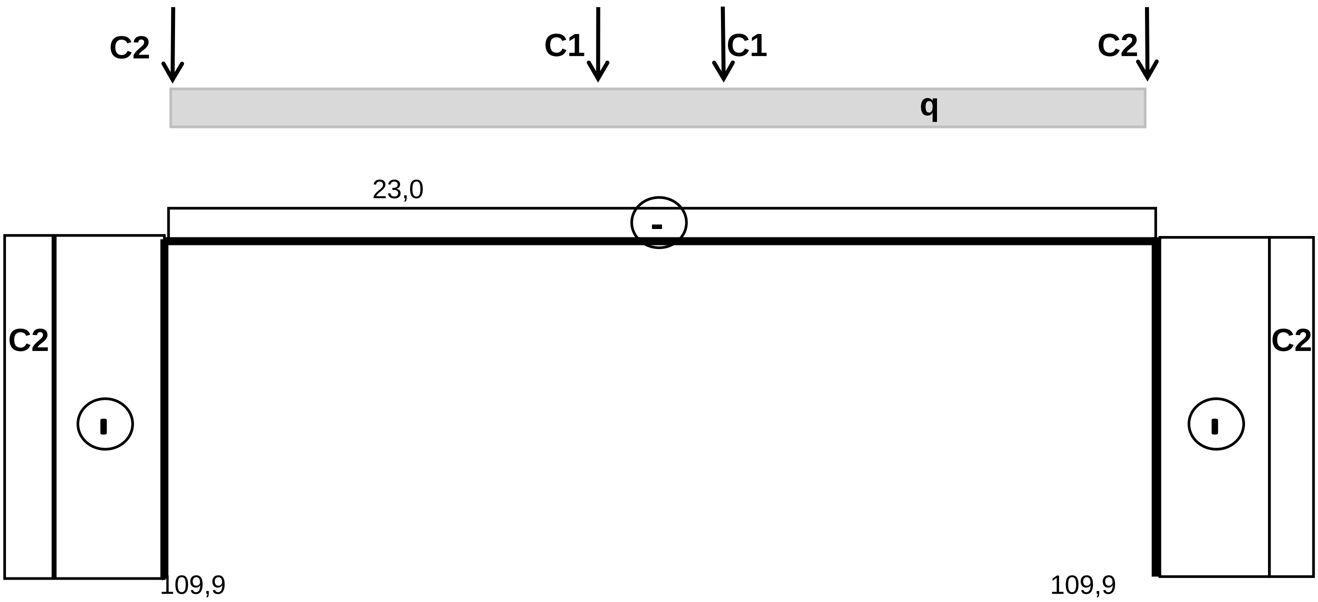
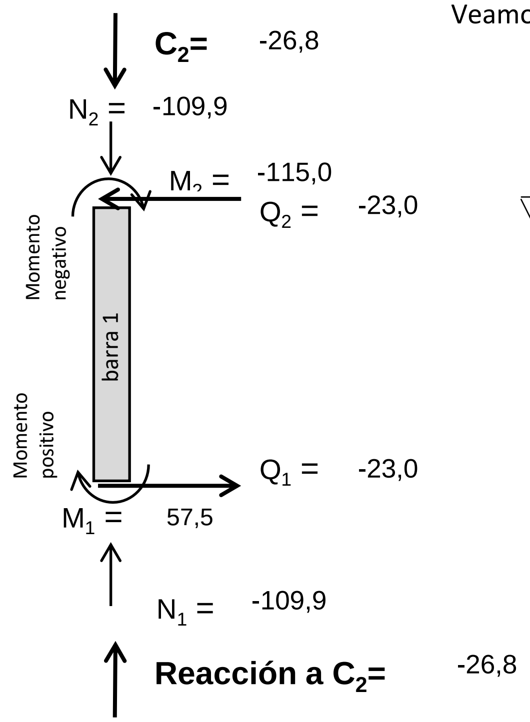
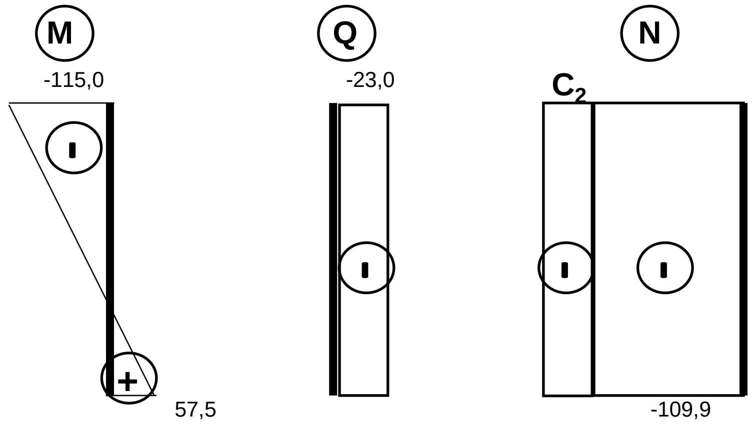


DIAGRAMA DE ESFUERZO NORMAL

En el diagrama de esfuerzo normal, hay que sumar el valor de la carga C2 que comprime la columna. Lo hacemos en el diagrama final

Veamos la barra 1 que está en equilibrio. Diagramas M, Q y N





Veamos la barra 2 con todas sus cargas, que está en equilibrio. Diagramas M, Q y N

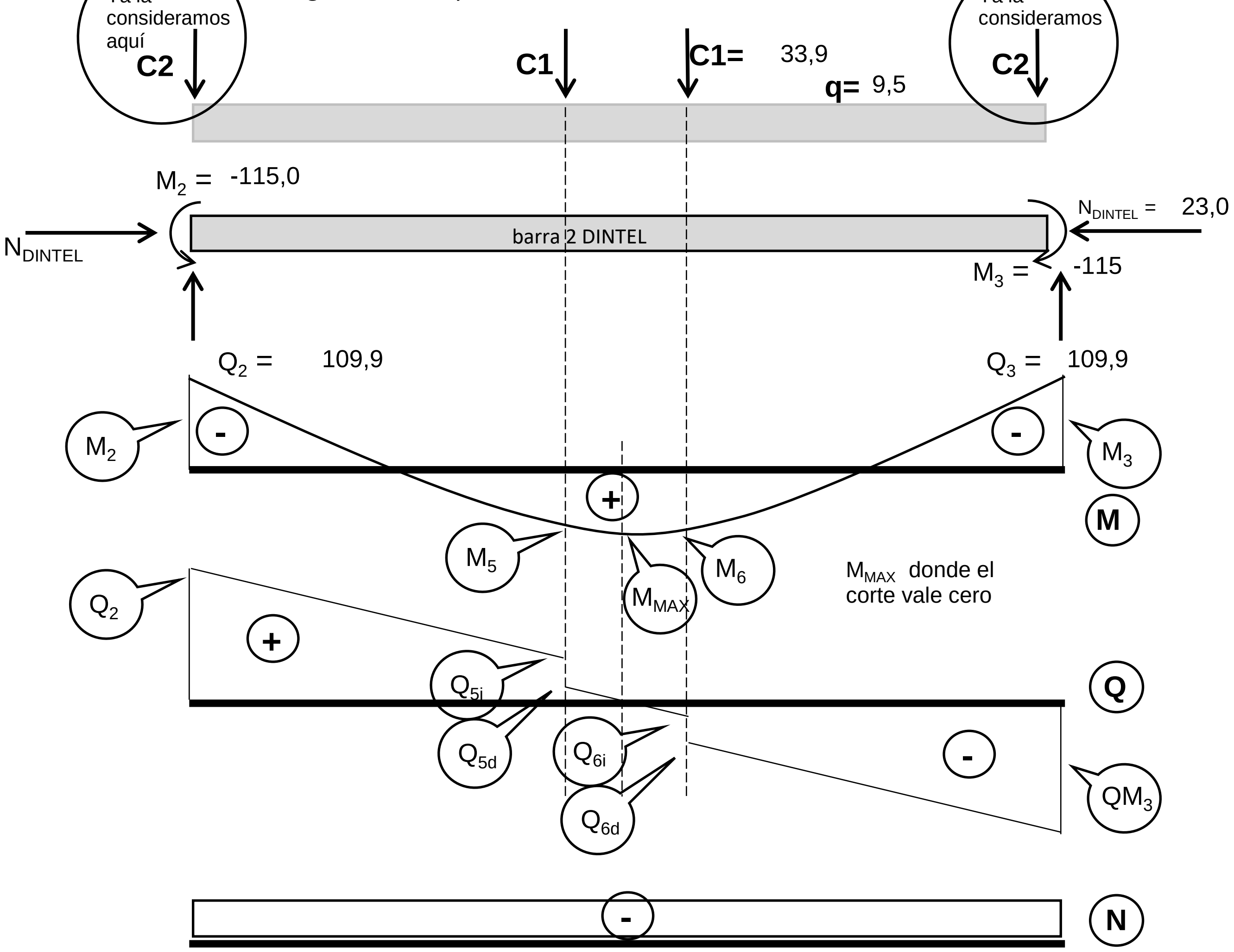
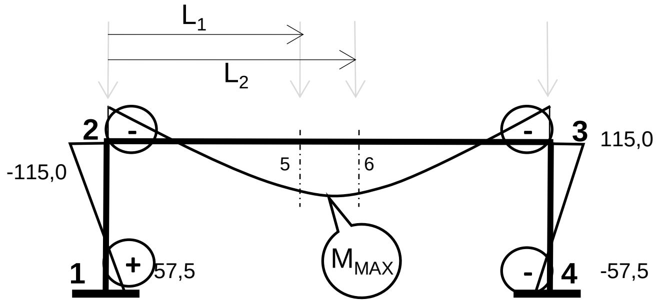


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



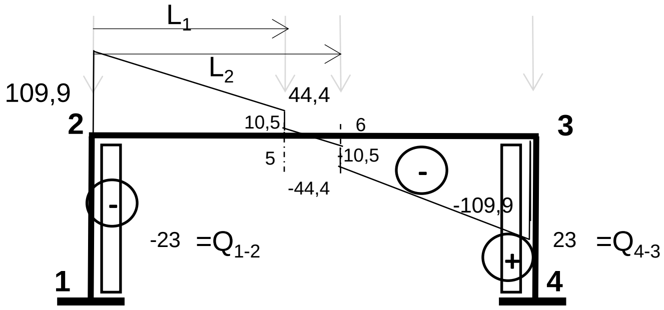
$M_5 = -M_2 + Q_2 \times L_1 - q \times L_1^2/2 = -115{,}0 + 109{,}9 \times 6{,}90 - 9{,}50 \times 6{,}90^2/2 = \underline{417{,}2 \text{ tm}}$

$M_6 = -M_2 + Q_2 \times L_2 - P_1(L_2 - L_1) - q \times L_2^2/2 =$

$= -115{,}0 + 109{,}9 \times 9{,}10 - 33{,}9 \times 2{,}20 - 9{,}50 \times 9{,}10^2/2 = \underline{417{,}2 \text{ tm}}$

$M_{max} = -115{,}0 + 109{,}9 \times 8{,}00 - 33{,}9 \times 1{,}1 - 9{,}50 \times 8{,}00^2/2 = \underline{422{,}9 \text{ tm}}$

DIAGRAMA DE ESFUERZO DE CORTE



$Q_{5I} = Q_2 - q \times L_1 = 109{,}9 - 9{,}50 \times 6{,}90 = 44{,}4$ t $Q_{5D} = 44{,}4 - 33{,}9 = 10{,}5$ t

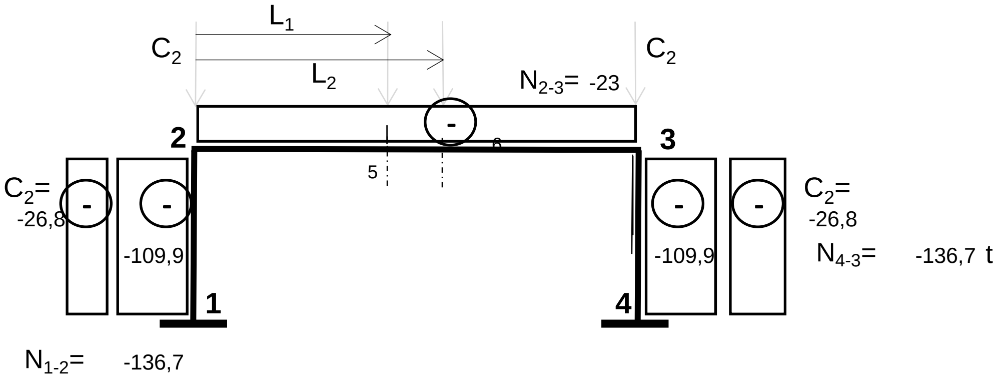
$Q_{6I} = Q_2 - q \times L_2 - P_1 = 109{,}9 - 9{,}50 \times 9{,}10 - 33{,}90 = -10{,}5$ t $Q_{6D} = -10{,}5 - 33{,}9 = -44{,}4$ t

$Q_3 = Q_2 - q \times L - P_1 - P_2 = 109{,}9 - 9{,}50 \times 16{,}0 - 33{,}9 - 33{,}9 = -109{,}9$ t

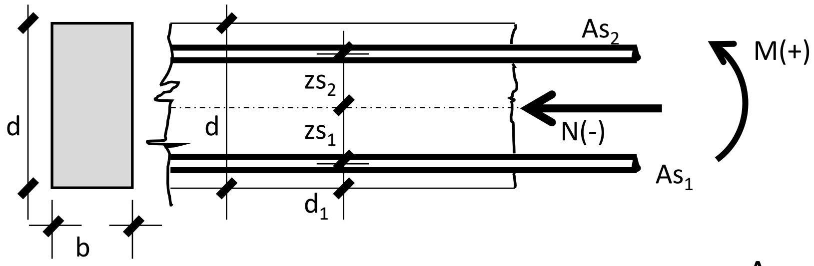
$Q_{1\text{-}2} = -(M_1 + M_2) / H = -(57{,}5 + 115{,}0) / 7{,}50 = -23$ t

$Q_{4\text{-}3} = -(M_4 + M_3) / H = -(-57{,}5 + -115{,}0) / 7{,}50 = 23$ t

DIAGRAMA DE ESFUERZO NORMAL



DIMENSIONADO A FLEXO-COMPRESIÓN



IMPORTANTE:
M(+) con signo (+) comprime AS_2

N(+) con signo (+) tracción
N(-) con signo (-) compresión

AS_1 Armadura más traccionada
As_2 Armadura menos traccionada

$$As_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma e(t/cm^2)}$$

Compresión simple	Se dimensiona como $\boxed{\text{COLUMNA}}$	Se dimensiona como $\boxed{\text{VIGA}}$	Flexión simple
$\left.\begin{matrix} N(-) < 0 \\ M=0 \end{matrix}\right\}$			$\left\{\begin{matrix} N = 0 \\ M \lesseqgtr 0 \end{matrix}\right.$

Materiales

H30 **HORMIGÓN**
f'c=30 Mpa
ßr=230 kg/cm2
ADN 420 **ACERO**
fy= 420 Mpa
ßs=4200 kg/cm2

$ß_{CN}$= f'c= σ'bk= resistencia característica
$ß_r$= tensión de compresión de cálculo del hormigón
$ß_s$= tensión de tracción de cálculo del acero

$ß_{CN}$= f'c= σ'bk=	130	170	210	300 kg/cm2
$ß_r$=	105	140	175	230 kg/cm2

$ß_s$= σek= 4200 kg/cm2
$σe_{adm}$= 2400 kg/cm2

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO

COLUMNA ZONA INFERIOR

M1=	57,5 tm	b=	40	cm
N1=	-136,7 t	d=	100	cm
		d_1=	2	cm

h= d-3cm= 100 - 3 = 97 cm
z= h x 0,85 = 82,5 cm

$$zs = \frac{d}{2} - d_1 \qquad zs = \frac{100}{2} - 3\text{cm} = 47 \text{ cm} \qquad zs = 0{,}47 \text{ m}$$

$$Ms = M - N \times zs \qquad Ms = 57{,}5 - (-136{,}7) \times 0{,}47 = 57{,}5 + 64{,}249 = 121{,}75 \text{ tm}$$

M1= Es el momento flector en la sección a dimensionar (en el baricentro)
N1= Es el esfuerzo normal en la sección a dimensionar. Signo negativo: compresión
Ms= Es el momento flector en la sección a dimensionar (en la posición de As1)

$$As_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma e(t/cm^2)}$$

$$As_1 = \frac{121{,}75\ tm}{0{,}82 \times 2{,}4} + \frac{-136{,}7\ t}{2{,}4\ t/cm2} = 61{,}527 \ -56{,}96 = 4{,}57\ cm2$$

$As_1 =$ 19,4 cm2

$As_2 =$ 19,4 cm2

CUANTÍA MINIMA DE COLUMNA

$0{,}01 \times b \times h < As < 0{,}08 \times b \times h$

As = 0,01 x 40 x 97 = 38,8 cm2

$As_1 = As_2 =$ As/2= 19,4 cm2

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO

COLUMNA ZONA SUPERIOR

M1=	115,0 tm	b=	40 cm		
N1=	-136,7 t	d=	100 cm	h= d-3cm=	100 - 3 = 97 cm
		d_1=	2 cm	z= h x 0,85 =	82,5 cm

$$zs = \frac{d}{2} - d_1 \qquad zs = \frac{100}{2} - 3cm = 47\ cm \qquad zs = 0{,}47\ m$$

$$Ms = M - N \times zs \qquad Ms = 115 - (-136{,}7) \times 0{,}47 = 115 + 64{,}249 = 179{,}25\ tm$$

$$As_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma e(t/cm^2)}$$

$$As_1 = \frac{179{,}25\ tm}{0{,}82 \times 2{,}4} + \frac{-136{,}7\ t}{2{,}4\ t/cm2} = 90{,}585 \ -56{,}96 = 33{,}63\ cm2$$

$As_1 =$ 33,626 cm2

$As_2 =$ 19,4 cm2

CUANTÍA MINIMA DE COLUMNA

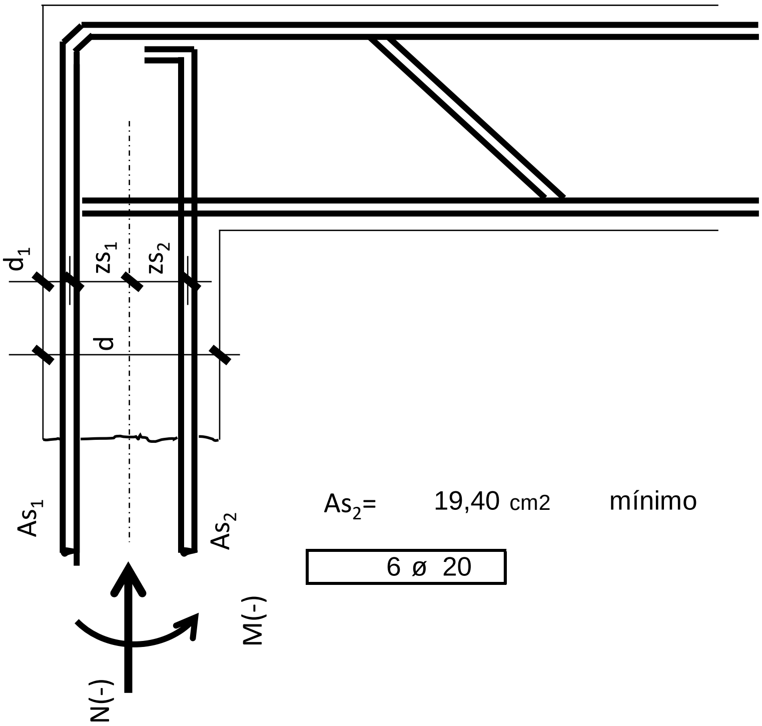
$0{,}01 \times b \times h < As < 0{,}08 \times b \times h$

As = 0,01 x 40 x 97 = 38,8 cm2

$As_1 = As_2 =$ As/2= 19,4 cm2

M1= 115,0 tm

N1= -136,7 t



As_1= 33,63 cm2

A colocar As_1= 33,63 cm2

11 ø 20

As_2= 19,40 cm2 mínimo

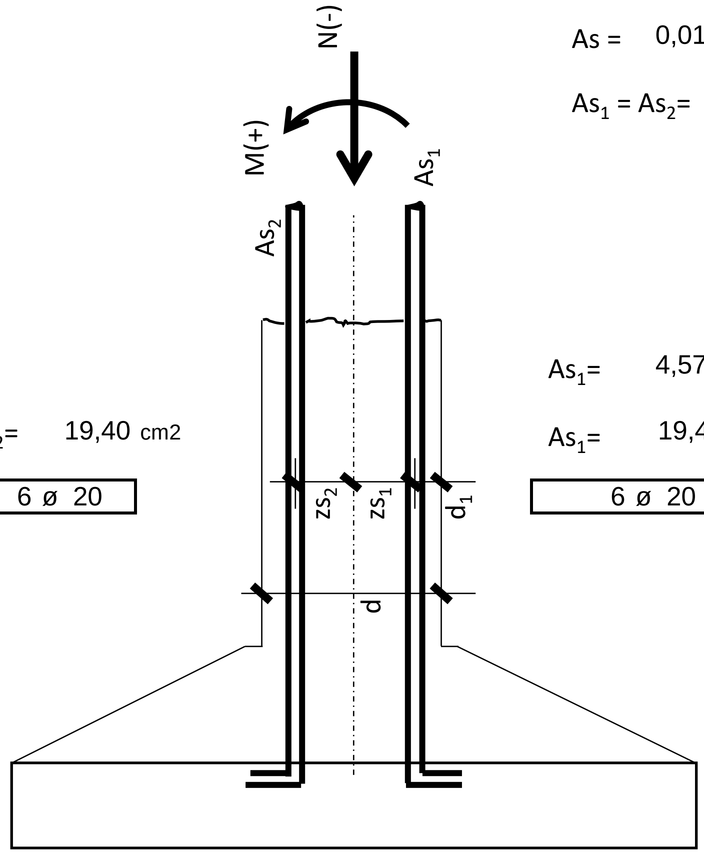
6 ø 20

CUANTÍA MINIMA DE COLUMNA

0,01 x b x h < As < 0,08 x b x h

As = 0,01 x 40 x 97 = 38,8 cm2

As_1 = As_2= As/2= 19,4 cm2



As_1= 4,57 cm2 por cálculo

As_2= 19,40 cm2

6 ø 20

As_1= 19,40 cm2 mínimo

6 ø 20

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO — DINTEL ZONA NUDO 2 = NUDO 3

M1= 115 tm b= 40 cm
N1= -23 t d= 160 cm h= d-d1cm= 160 - 7 = 153 cm
d_1= 7 cm z= h x 0,85 = 130,1 cm

$$zs = \frac{d}{2} - d_1 \qquad zs = \frac{160}{2} - 7\ cm = 73\ cm \qquad zs = 0,73\ m$$

$$Ms = M - N \times zs \qquad Ms = 115 - (-23,0) \times 0,73 = 115 + 16,785 = 131,79\ tm$$

$$As_1 = \frac{Ms(tm)}{z(m) \times \sigma e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma e(t/cm^2)}$$

$$As_1 = \frac{131,79\ tm}{1,30 \times 2,4} + \frac{-23\ t}{2,4\ t/cm2} = 42,223 \quad -9,58 = 32,64\ cm2$$

As_1= 32,642 cm2

As_2= 16,321 cm2

10 ø 20

5 ø 20

f'c = 30 Mpa b= 40 cm
fy = 420 Mpa h= 153 cm

$$As_{min} = \sqrt{\frac{f'c}{4 \times fy}} \times b \times d = \sqrt{\frac{30}{4 \times 420}} \times 40 \times 153 = 19,95\ cm2$$

CUANTÍA MÍNIMA DE FLEXIÓN

Ejemplo: DATOS DEL PÓRTICO — DINTEL ZONA MOMENTO MAX

M1= 422,94 tm b= 40 cm
N1= -23 t d= 160 cm h= d-d1cm= 160 - 9,8 = 150,2 cm
d_1= 9,8 cm z= h x 0,85 = 127,7 cm

$$zs = \frac{d}{2} - d_1 \qquad zs = \frac{160}{2} - 9,8\ cm = 70,2\ cm \qquad zs = 0,70\ m$$

$$Ms = M - N \times zs \qquad Ms = 422,94 - (-23) \times 0,70 = 422,94 + 16,141 = 439,08\ tm$$

$$As_1 = \frac{M(tm)}{z(m) \times \sigma e(t/cm^2)} + \frac{N(t)}{\sigma e(t/cm^2)}$$

$$As_1 = \frac{439,08\ tm}{1,28 \times 2,4} + \frac{-23\ t}{2,4\ t/cm2} = 143,3 \quad -9,58 = 133,72\ cm2$$

As_1= 133,72 cm2

As_2= 13,372 cm2

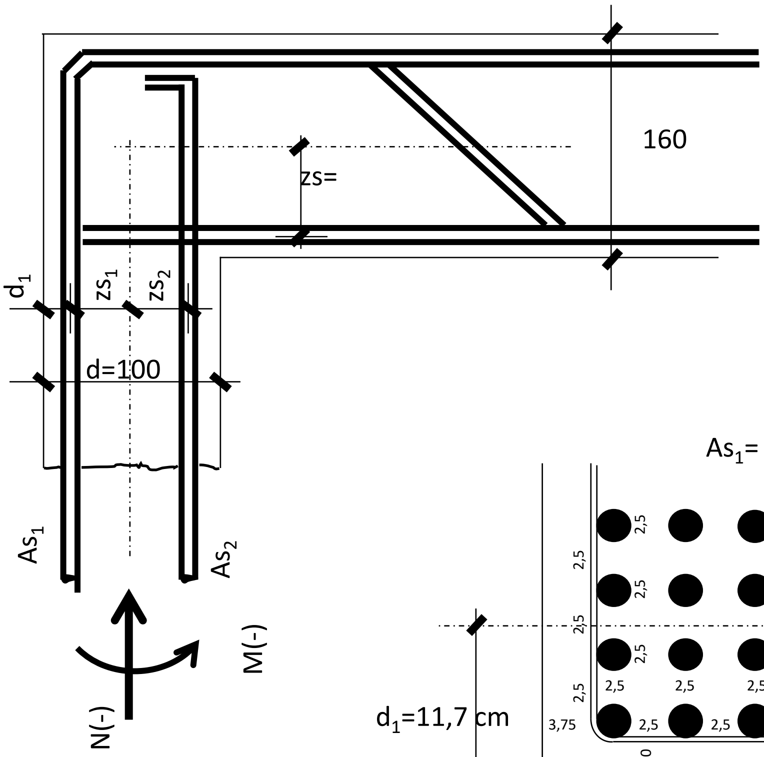
27 ø 25

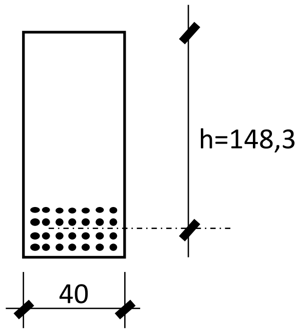
4 ø 20

CUANTÍA MÍNIMA DE FLEXIÓN As_1= 19,95 cm2

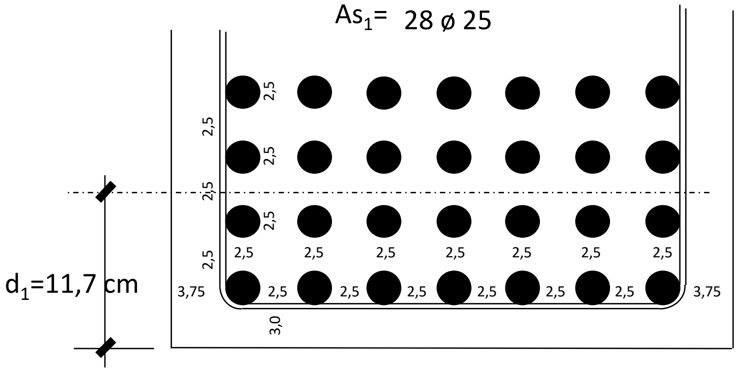
M1= 422,9 tm
N1= -23 t

Sección de máximo momento positivo en el dintel





As_1= 28 ø 25



b=40 cm

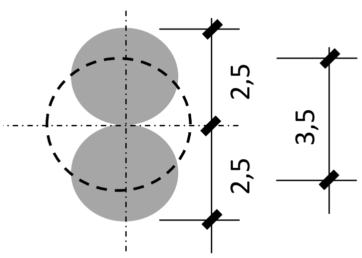
La separación libre entre barras rectas individuales paralelas, debe ser como mínimo igual a 2 cm y no inferior al diámetro ds de la barra. CIRSOC 201-18.2

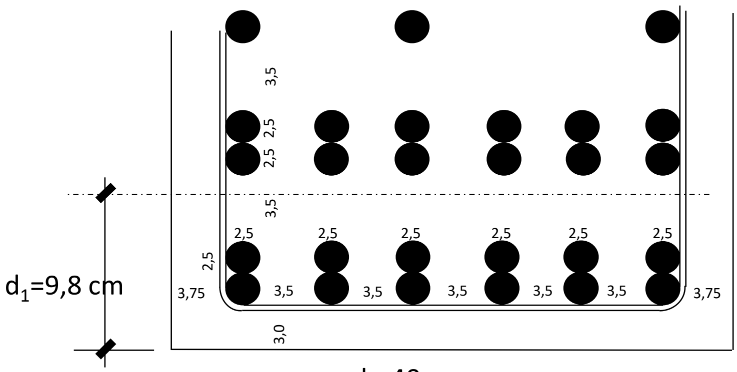
Otra opción es hacer paquetes de barras. En este caso se modifica el centro de gravedad de las barras, aumenta la altura h de cálculo y permite colocar una barra menos del 25

$dsv = ds \sqrt{n}$

ds= diámetro de la barra
n= números de barra del paquete
dsv= diámetro equivalente

As_1= 27 ø 25

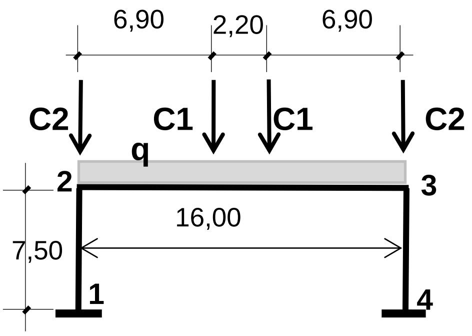




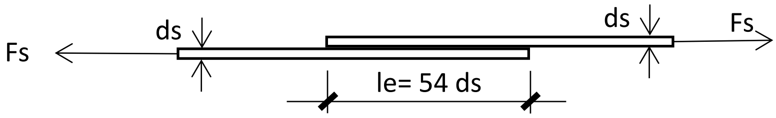
b=40 cm

$dsv = 2{,}5 \sqrt{2} = 3{,}5$ cm

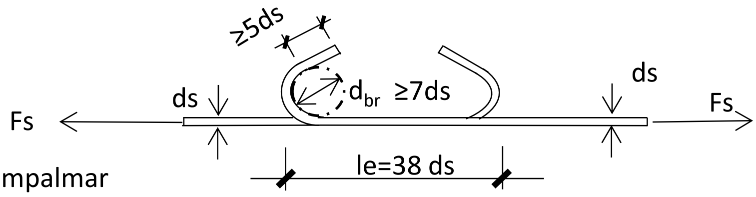
La separación libre entre paquetes de barras rectas paralelas, debe ser como mínimo no inferior al diámetro equivalente dsv. CIRSOC 201-18.11



La longitud comercial de las barras es de 12 m. Al tener el dintel del pórtico mayores dimensiones, se deberá prever el empalme de las barra.



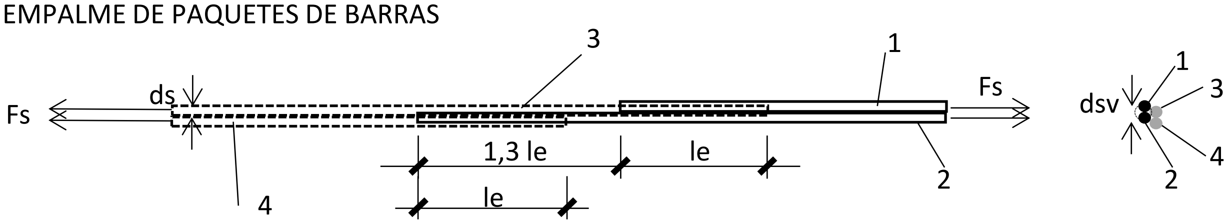
a) Extremos rectos



b) Ganchos

ds: díametro de la barra longitudinal a empalmar
d_{br}: diámetro del mandril del gancho
le: longitud de empalme

EMPALME DE PAQUETES DE BARRAS

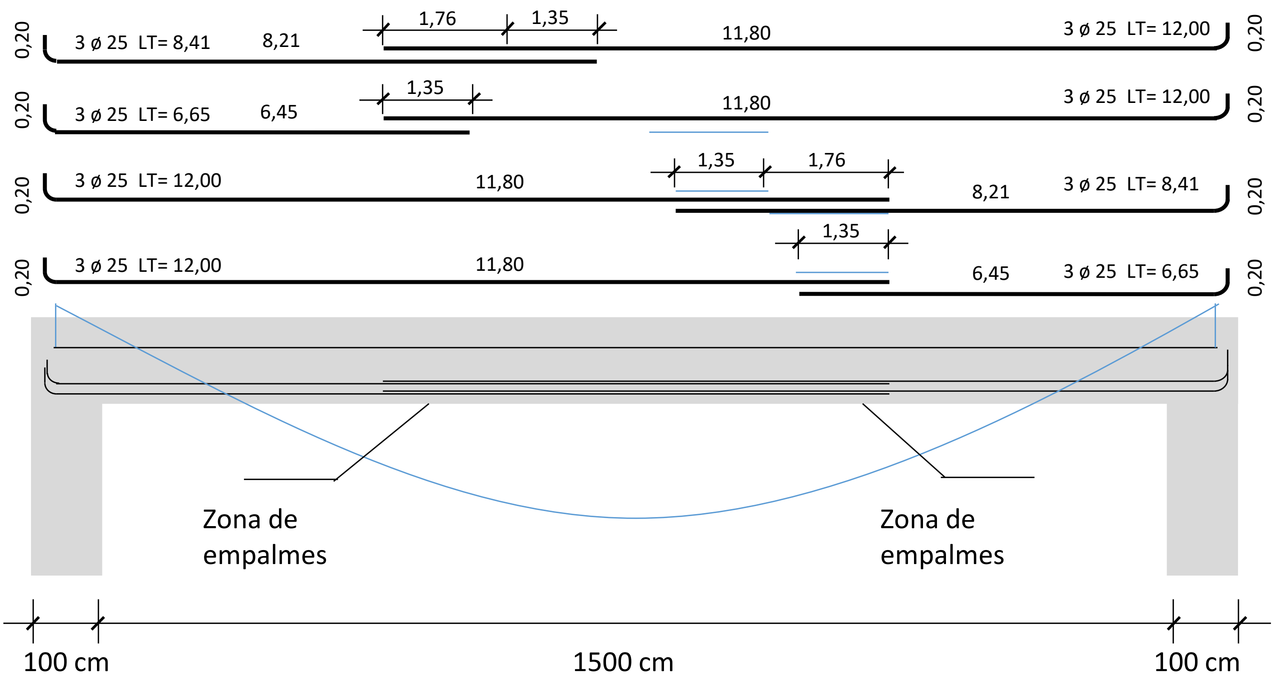


le = 54 x ds = 54 x 2,5 cm = 135 cm

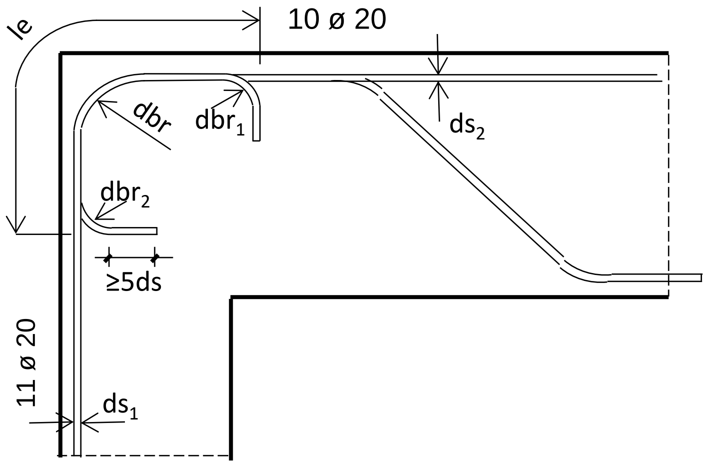
1,3 x le = 1,3 x 135 = 176 cm

Los valores aquí indicados corresponden a barras de ø=25 mm. Para mayores detalles ver CIRSOC 201 Capítulo 18

Se indica a continuación el detalle de las barras longitudinales y una propuesta de empalme para una de las capas del paquete de barras de 12 ø 25. Cuando se superponen los empalmes hay que desfasarlos (1,3 le : en nuestro caso 1,76 m). Además se distribuyen los empalmes a cada lado del dintel, aprovechando la longitud de la barra de 12 m

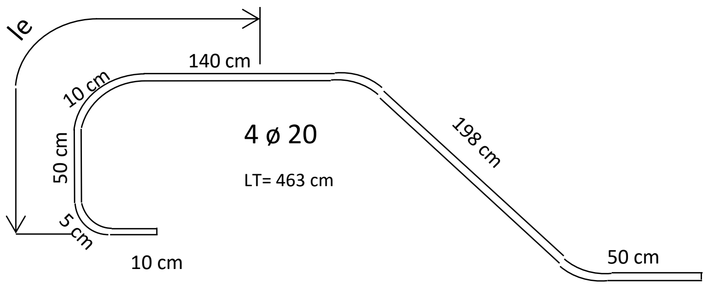


IMPORTANTE: NO CONSIDERAMOS PANDEO



$le = 54 \times ds = 54 \times 2{,}0\ cm = 108\ cm$

$dbr \geq 20\ ds$	$dbr \geq 20 \times 2{,}0 = 40\ cm$
$dbr_1 \geq 7ds$	$dbr_1 \geq 7 \times 2{,}0 = 14\ cm$
$dbr_2 \geq 7ds$	$dbr_2 \geq 7 \times 2{,}0 = 14\ cm$



En las esquinas de los pórticos con momento negativo (como en nuestro caso), hay que respetar la longitud de anclaje.
Le=108 cm