

Predimensionado de vigas

Prof. Argimiro Castillo Gandica

Teoría Fundamental

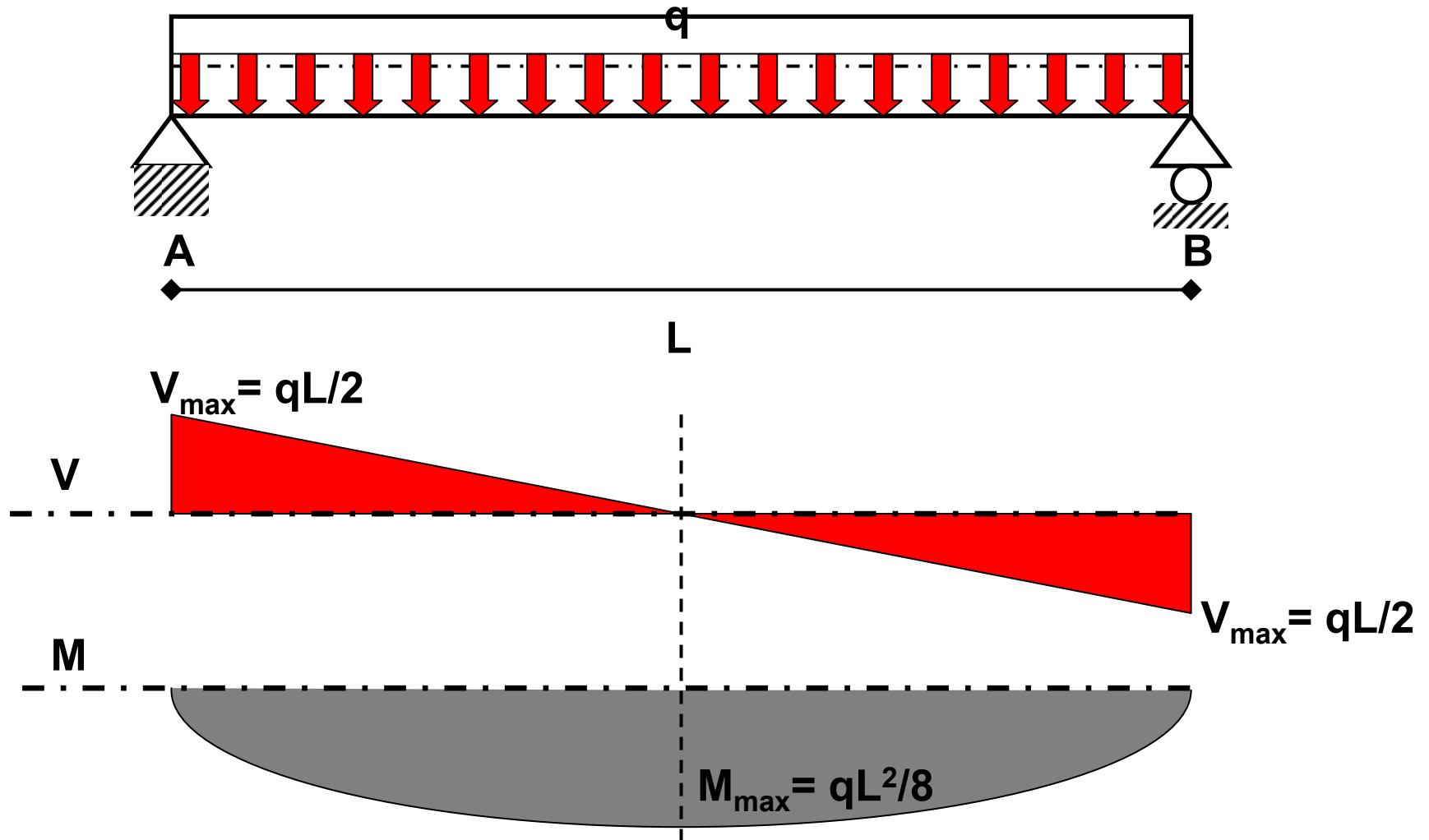
Los principios fundamentales del predimensionado de vigas lo comprende:

- Teoría de la flexión: explica las relaciones entre las fuerzas aplicadas y la geometría del miembro estructural (análisis estructural), con el comportamiento de su sección transversal por acción de las cargas (análisis de miembros)

Análisis Estructural (1)

- Consiste en encontrar los efectos de las cargas en la estructura, en la forma de fuerza cortante y momento flector
- Depende de la geometría de la estructura (forma y tamaño generales), de los tipos de apoyo y de las cargas aplicadas sobre la estructura
- Se obtienen funciones que representan las variaciones de las magnitudes (a lo largo del elemento) de la fuerza cortante y el momento flector

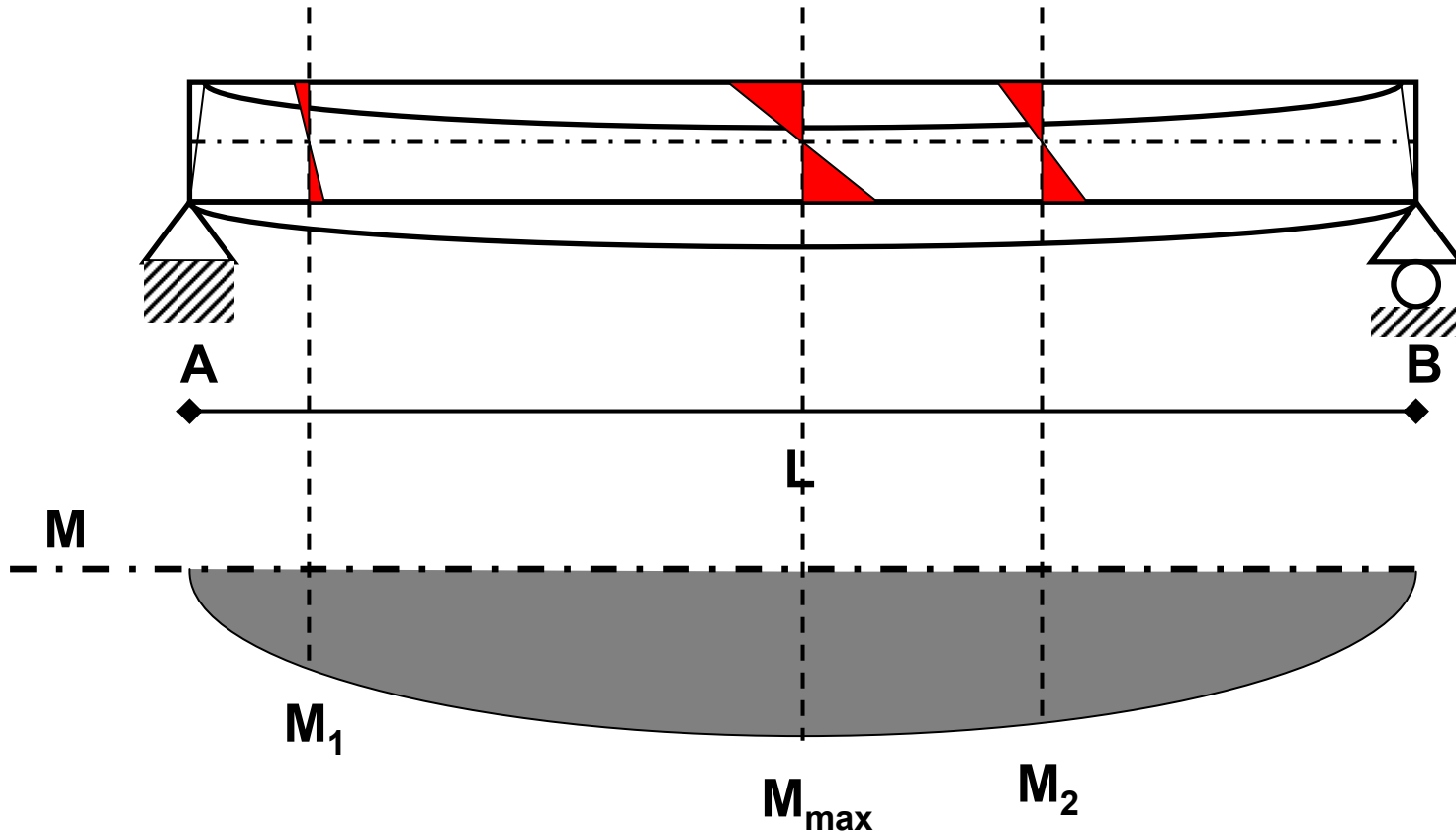
Análisis Estructural (2)



Análisis del miembro

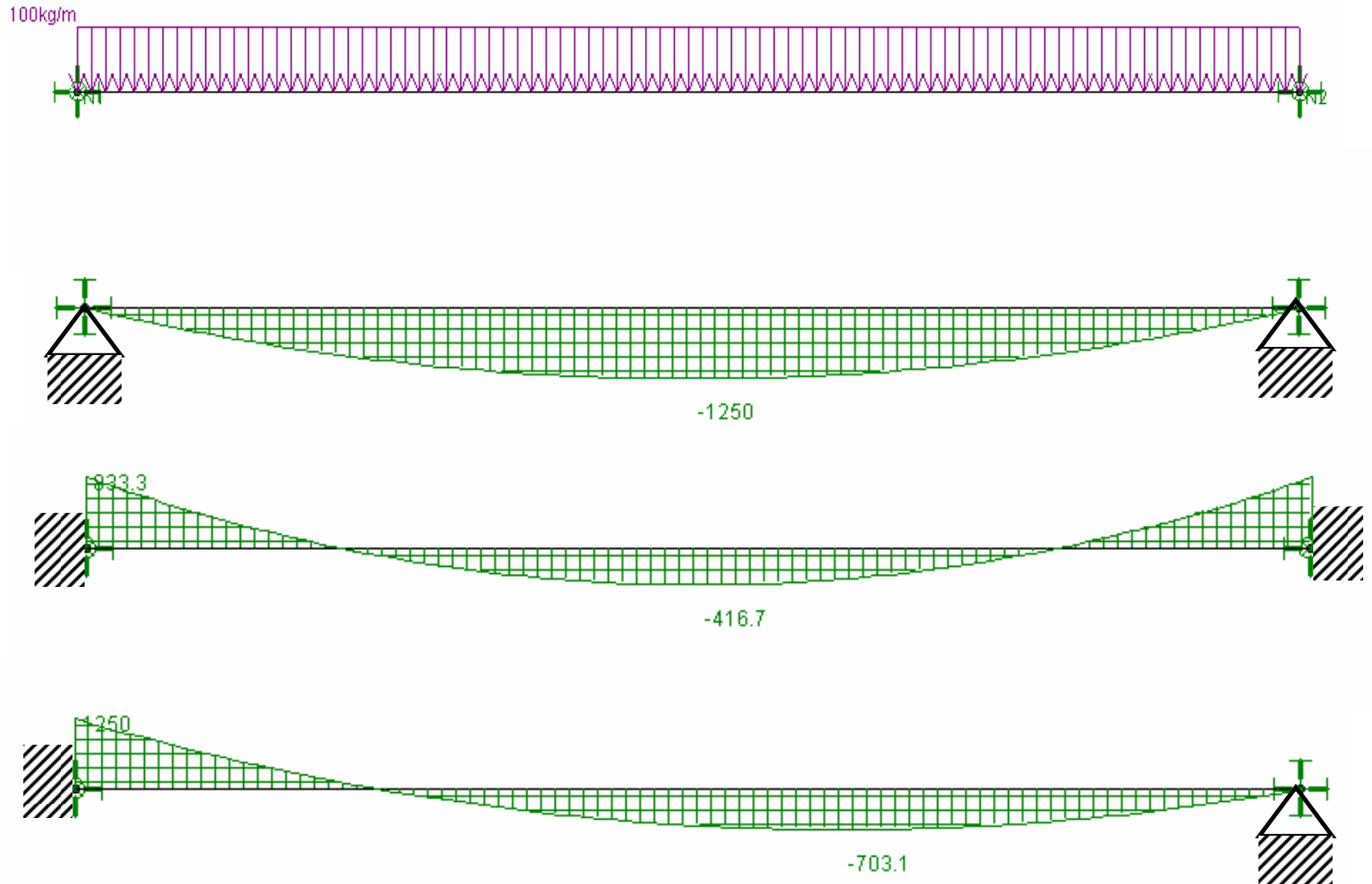
- Relaciona las magnitudes de fuerza cortante y momento flector, con los esfuerzos producidos en los diferentes planos transversales (secciones transversales) del miembro estructural
- Depende de los valores de la fuerza cortante y el momento flector y de las propiedades de la sección transversal
- Se obtienen esfuerzos variables dentro de la secciones transversales, que deben ser resistidos por el material que conforma el miembro estructural

Análisis Estructural (2)

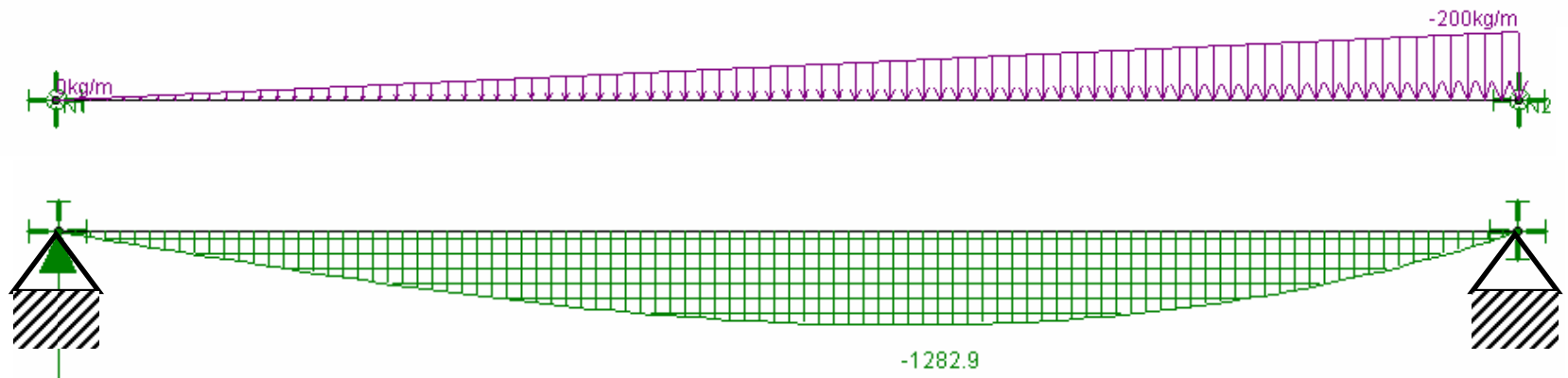
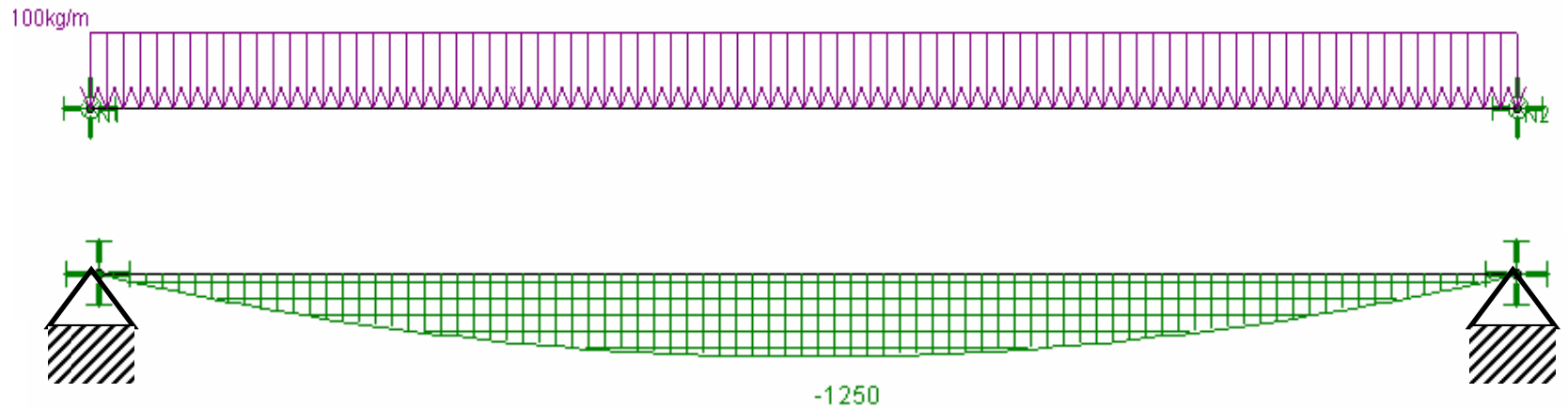


$$M_{\max} > M_2 > M_1$$

Diferencias en los apoyos



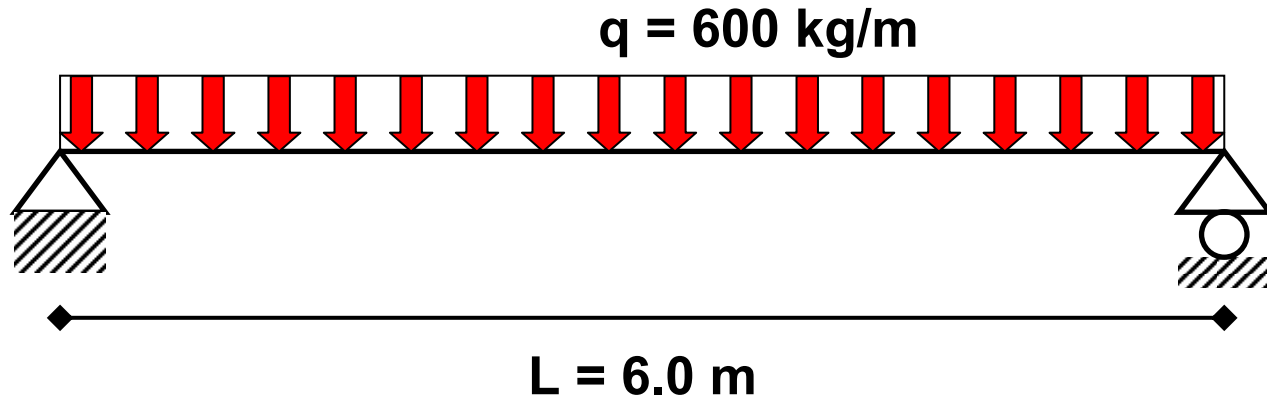
Diferencias en las cargas



Fin

Fundamentos Básicos

Ejemplo 1



$$V_{\max} = (600 \text{ kg/m}) \times (6 \text{ m}) / 2 = 1800 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = (600 \text{ kg/m}) \times (6^2 \text{ m}^2) / 8 = 2700 \text{ kg.m}$$

Dimensionado:

1-Acero

2-Madera

3-Concreto Armado

Expresión clásica de la flexión:
(Esfuerzo en la fibra extrema)

$$\sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

Donde:

σ = Esfuerzo

M = Momento Flector

c = distancia de fibra extrema a Eje Neutro

I = Momento de Inercia

Predimensionado en Acero (1)

Tubular Estructural CONDUVEN

Se escoge el tipo: **TUBULAR RECTANGULAR** (mejor para vigas), el fabricante recomienda trabajar en flexión, a $\sigma_{ADM} = 0.72F_y$, con $F_y = 3.515 \text{ kg/cm}^2$. Debe ocurrir, consecuentemente:

$$\sigma_{ADM} = 2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma \leq 2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

Debemos buscar entonces una sección que haga cumplir la desigualdad, tomando los valores del resultado del análisis.

$$2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \frac{Mc}{I}, \quad \text{o también:} \quad 2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \frac{M}{S}$$

Predimensionado en Acero (2)

Tubular Estructural CONDUVEN

Sustituyendo los valores en la expresión:

$$2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \frac{M}{S}$$

Queda de la forma siguiente:

$$2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \frac{[2700 \text{ kg m}] \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{S}$$

Despejando el módulo de sección (S), queda como:

$$S \geq \frac{[2700 \text{ kg m}] \times 100 \frac{\text{cm}}{\text{m}}}{2530.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \Rightarrow S \geq 106.685 \text{ cm}^3$$

DIMENSIONES		Sección	Peso	Propiedades Estáticas						
H x B	mm			A	ix	Sx	ix	Iy	Sy	ry
mm	e	r	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
80x40	2,25	3,38	5,02	3,94	40,61	10,15	2,84	13,84	6,92	1,66
100x40	2,25	3,38	5,02	3,94	51,27	14,27	3,47	17,05	8,53	1,70
120x60	3,00	4,50	11,33	8,89	274,27	26,55	4,32	54,67	18,22	2,53
140x60	3,00	4,50	11,33	8,89	274,27	39,18	4,92	73,46	24,49	2,56
160x65	3,40	5,10	14,44	11,34	449,65	56,21	5,58	110,41	33,97	2,77
180x65	4,00	6,00	18,41	14,45	697,99	77,55	6,16	140,88	43,35	2,77
200x70	4,30	6,45	21,85	17,15	1.016,19	101,62	6,82	194,94	55,70	2,99
220x90	4,50	6,75	26,39	20,72	1.561,83	141,98	7,69	368,34	66,30	3,84
240x90	4,50	6,75	26,39	20,72	1.561,83	201,75	8,56	500,15	90,00	4,25
240x100	5,00	7,50	31,76	24,71	2.300,92	231,92	9,40	717,66	106,92	4,51
300x100	7,00	10,50	52,36	41,10	5.360,46	357,36	10,12	943,61	186,72	4,25
320x120	7,00	10,50	57,96	45,50	7.032,23	439,51	11,02	1.512,24	252,04	5,11
320x120	9,00	13,50	73,18	57,45	8.654,16	540,89	10,87	1.841,31	306,88	5,02
350x170	9,00	13,50	87,58	68,75	13.546,10	774,06	12,44	4.418,30	519,80	7,10

$S_x \geq 106.685 \text{ cm}^3$

La sección escogida es Tubular Rectangular de 220x90

Predimensionado en Acero (3)

Perfil IPN (SIDETUR)

Se escoge el tipo: *IPN* (mejor para vigas), el fabricante recomienda trabajar en flexión, a $\sigma_{ADM} = 0.90F_y$, con $F_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$. Debe ocurrir, consecuentemente:

$$\sigma_{ADM} = 2250 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma \leq 2250 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$2250 \text{ kg/cm}^2 \geq \sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$$

Debemos buscar entonces una sección que haga cumplir la desigualdad, tomando los valores del resultado del análisis.

$$2250 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{Mc}{I}, \quad \text{o también:} \quad 2250 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{M}{S}$$

Predimensionado en Acero (4)

Perfil IPN (SIDETUR)

Sustituyendo los valores en la expresión:

$$2250 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{M}{S}$$

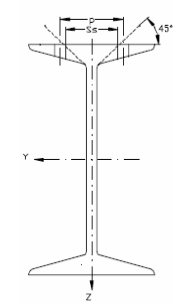
Queda de la forma siguiente:

$$2250 \text{ kg/cm}^2 \geq \frac{[2700 \text{ kg m}] \times 100 \text{ cm/m}}{S}$$

Despejando el módulo de sección (S), queda como:

$$S \geq \frac{[2700 \text{ kg m}] \times 100 \text{ cm/m}}{2250 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow S \geq 120 \text{ cm}^3$$

Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte

Désignation Designation Bezeichnung	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						
---	---	--	--	--	--	---	--	--	--	---	--	--

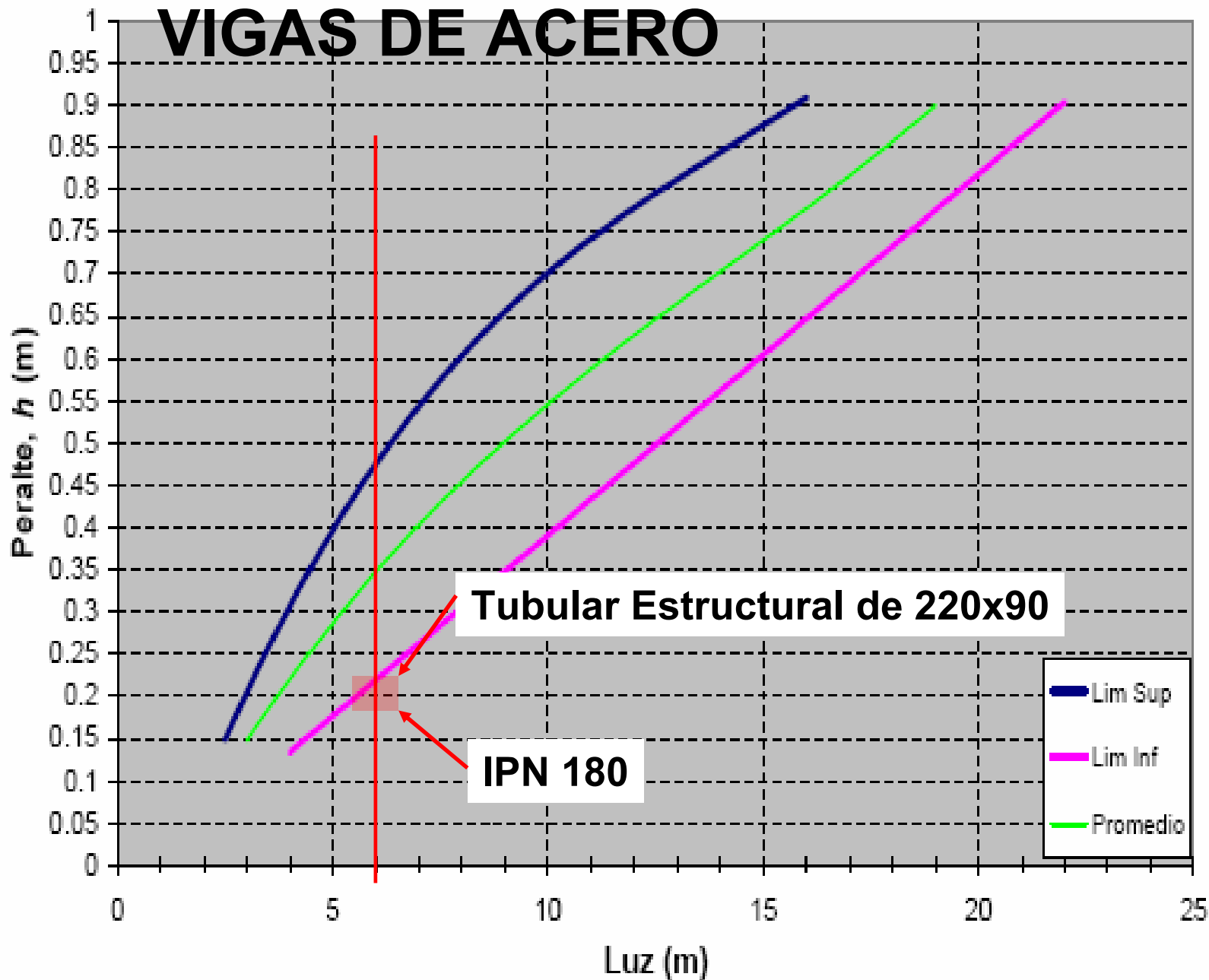
G	I_y	W_y	$W_{pl,y}^*$	i_y	A_{vz}	I_z	W_z	$W_{pl,z}^*$	i_z	S_s	I_T	$I_0 \times 10^{-3}$
kg/m	cm^4	cm^3	cm^3	cm	cm^2	cm^4	cm^3	cm^3	cm	mm	cm^4	cm^6

$S_x \geq 120 \text{ cm}^3$

IPN 80	5.94	77.8	19.5	22.8	3.2	3.41	6.29	3	5	0.91	21.6	0.87	0.09
IPN 100	8.34	171	34.2	39.8	4.01	4.85	12.2	4.88	8.1	1.07	25	1.6	0.27
IPN 120	11.1	328	54.7	63.6	4.81	6.63	21.5	7.41	12.4	1.23	28.4	2.71	0.69
IPN 140	14.3	573	81.9	95.4	5.62	8.44	30.8	10.2	17.1	1.41	31.8	3.57	1.54
IPN 160	17.9	935	117	136	6.4	10.83	54.7	14.8	24.9	1.55	35.2	6.57	3.14
IPN 180	21.9	1450	161	187	7.2	13.35	81.3	19.8	33.2	1.71	38.6	9.58	5.92

La sección escogida es IPN 180

VIGAS DE ACERO



Predimensionado en Madera (1-A)

Resistencia a Flexión

En madera, las secciones son se escuadría donde los esfuerzos de compresión o de tracción producidos por la flexión (σ_m) no deben exceder el esfuerzo admisible (f_m), para el Grupo de madera utilizado

Grupo	Flexión (f_m)
A	210 kg/cm ²
B	150 kg/cm ²
C	100 kg/cm ²

$$\sigma_m = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} < f_m$$

Al tratarse de secciones rectangulares, ocurre que: $I = \frac{bh^3}{12}$, $c = \frac{h}{2}$

Entonces:

$$\sigma_m = \frac{6M}{bh^2} < f_m$$

Predimensionado en Madera (1-B)

Resistencia a Flexión (Ejemplo 1)

Para el caso del ejemplo 1, $M_{max} = 2700$ kg.m, utilizaremos los tres Grupos de madera disponibles. La expresión de flexión se despeja por el módulo de sección:

$$f_m > \frac{M}{S} \Rightarrow S > \frac{M}{f_m} \quad \text{Sustituyendo los valores, queda:}$$

Grupo	Flexión (f_m)	S (cm ³)
A	210 kg/cm ²	1285.7
B	150 kg/cm ²	1800
C	100 kg/cm ²	2700

Predimensionado en Madera (1-C)

Resistencia a Flexión (Ejemplo 1)

Se pueden tener varias alternativas para cada Grupo, pues varias secciones pueden llegar a tener módulos de sección suficientes.

Dimensiones		Area cm ²	Eje X		Eje Y		m ³ de	Peso por m (**)		
Real b x h cm	Equivalente Comercial b x h pulg		I _x cm ⁴	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	Z _y cm ³		Grupo	S (cm ³)	
9 x 24	4 x 10	216.0	10368.0	864.0	1458.0	324.0	A	1285.7		
9 x 29	4 x 12	261.0	18291.8	1261.0	1761.7	391.0	B	1800		
14 x 14	6 x 6	196.0	3201.3	457.3	3201.3	457.3	C	2700		
14 x 16.5	6 x 7	231.0	5240.8	635.2	3773.0	539.0				
14 x 19	6 x 8	266.0	8002.2	842.3	4344.7	620.6				
14 x 24	6 x 10	336.0	16128.0	1344.0	5488.0	784.0	Grupo A	36.96	33.60	30.24
14 x 29	6 x 12	406.0	28453.8	1962.3	6631.3	947.2	Grupo B	44.66	40.60	36.54
19 x 19	8 x 8	361.0	10860.1	1143.2	10860.1	1143.2	Grupo B	39.71	36.10	32.49
19 x 24	8 x 10	456.0	21888.0	1924.0	13718.0	1444.0		50.16	45.60	41.04
19 x 29	8 x 12	551.0	38615.9	2663.2	16575.9	1744.8		60.61	55.10	49.59
24 x 24	10 x 10	576.0	27648.0	2304.0	27648.0	2304.0		63.36	57.60	51.84
24 x 29	10 x 12	696.0	48778.0	3364.0	33408.0	2784.0	Grupo C	66.56	69.60	62.64
29 x 29	12 x 12	841.0	58940.1	4064.8	58940.1	4064.8		92.51	84.10	75.69

Predimensionado en Madera (2-A)

Resistencia a Cortante (Ejemplo 1)

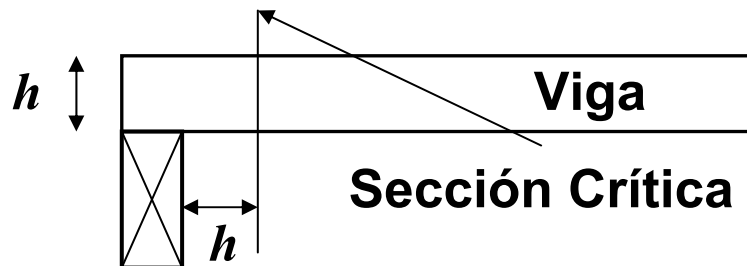
Los esfuerzos cortantes (τ), no deben exceder el esfuerzo máximo admisible para corte paralelo a las fibras (f_v), del Grupo de madera utilizado (en secciones rectangulares).

Grupo	Corte Paralelo (f_v)
A	15 kg/cm ²
B	12 kg/cm ²
C	8 kg/cm ²

La expresión de esfuerzo cortante:

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{V}{bh} < f_v$$

El esfuerzo cortante se debe verificar a una distancia h de los apoyos.



Predimensionado en Madera (2-B)

Resistencia a Cortante (Ejemplo 1)

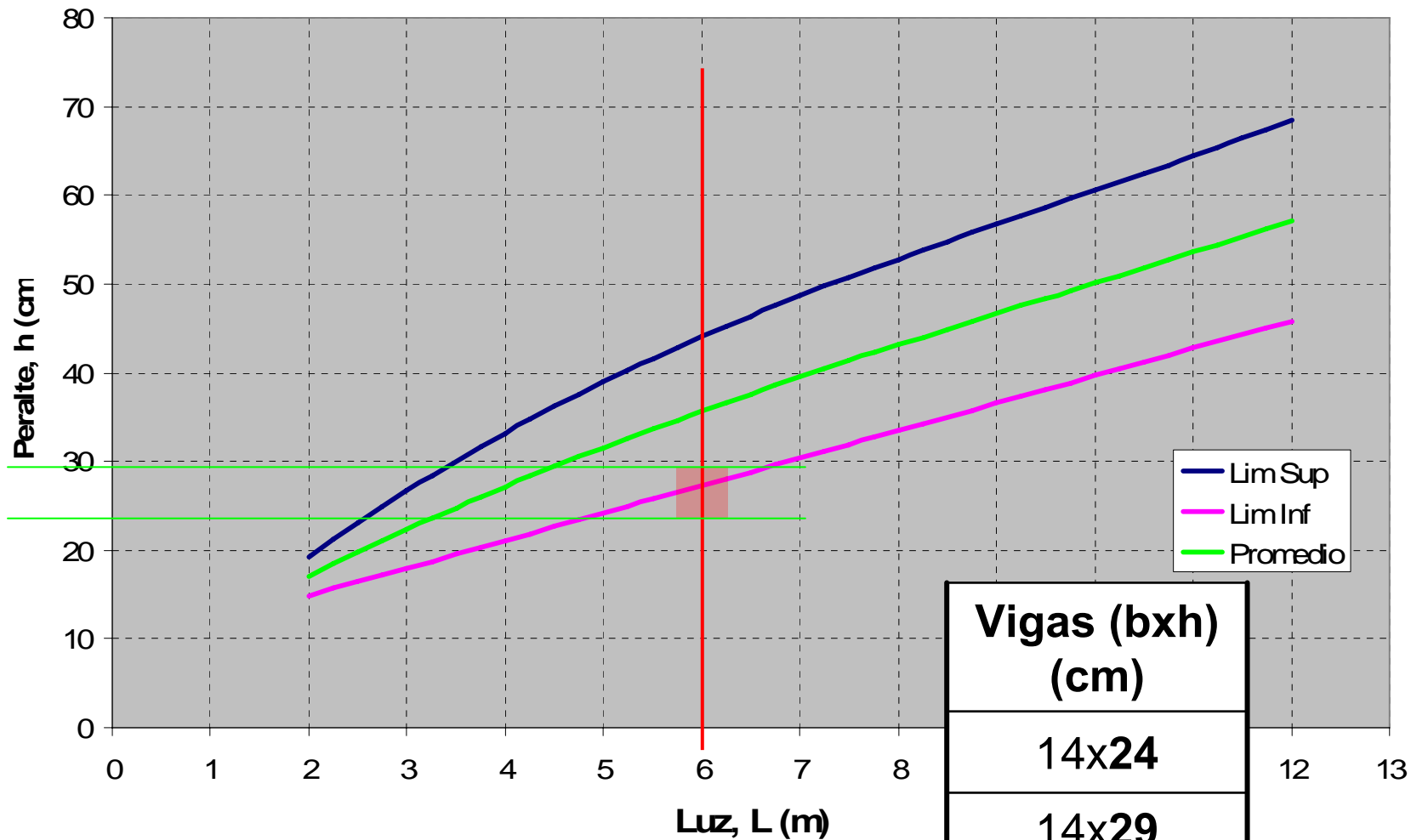
Tomando la expresión para cortante en una viga de madera, se verifican las secciones escogidas, por su resistencia a cortante.

$$f_v > \frac{3}{2} \times \frac{V}{bh} = \tau \quad \text{Sustituyendo:} \quad \tau = 1.5 \times \frac{1800 \text{ kg}}{bh} < f_v$$

Grupo	Vigas (bxh) (cm)	τ (kg/cm ²)		Corte Paralelo (f_v)
A	14x24	8.040	<	15 kg/cm ²
B1	14x29	6.650	<	12 kg/cm ²
B2	19x24	5.920	<	12 kg/cm ²
C	24x29	3.879	<	8 kg/cm ²

Las secciones escogidas para cada Grupo resisten el cortante máximo

VIGAS DE MADERA



**Vigas (bxh)
(cm)**

14x24

14x29

19x24

24x29

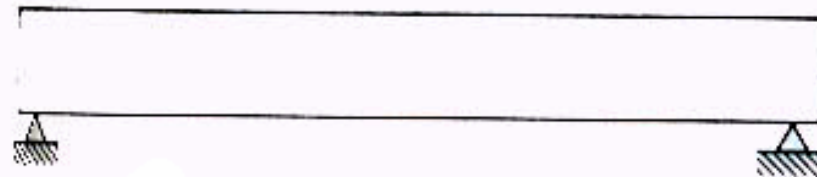
Fin parte acero-madera

Flexión en Concreto Armado (1)

- Al tratarse de un material compuesto, éstos se repartirán los esfuerzos

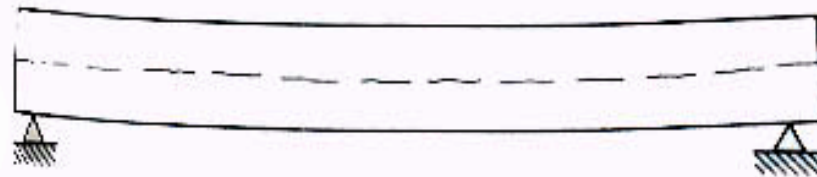
- Concreto: Compresión
- Acero: Tracción

- El concreto trabajará agrietado

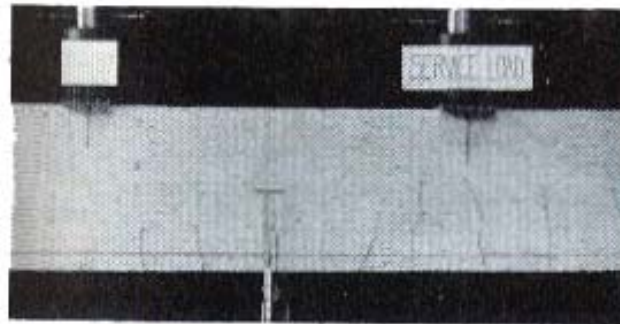
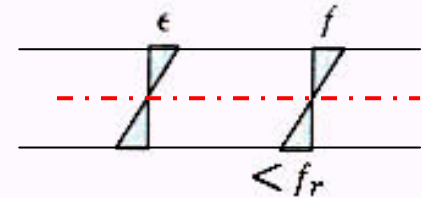


a) Viga descargada

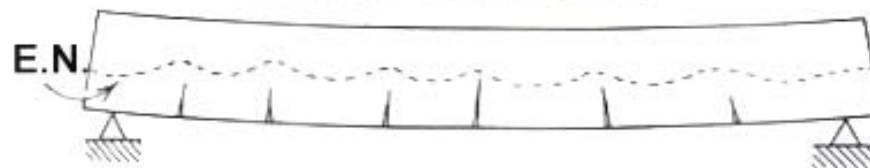
E.N. a media altura, no hay agrietamiento



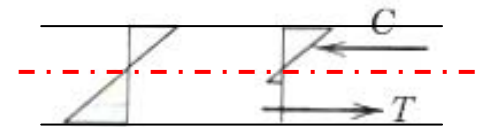
b) Viga sin agrietamiento



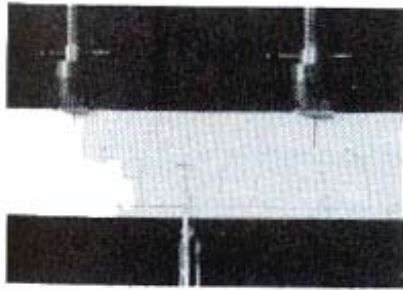
Comienza el agrietamiento
E.N. comienza a ascender
(reducción de sección de concreto)



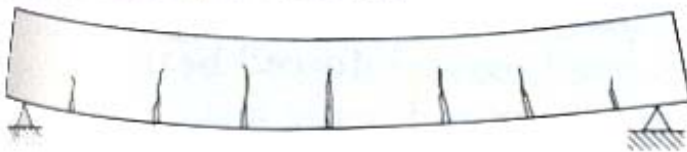
c) Viga agrietada



Flexión en Concreto Armado (2)

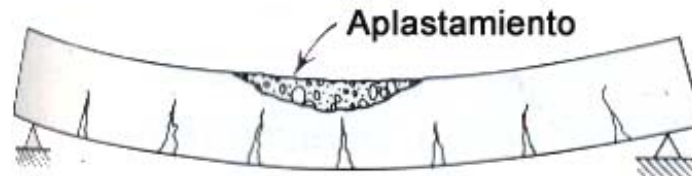
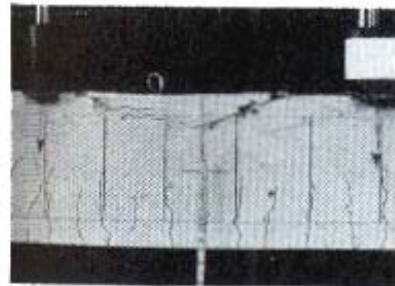


El acero entra el fluencia, el E.N. sigue ascendiendo (la reducción de la sección de concreto continua)

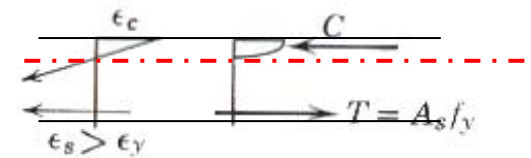


d) Viga en fluencia

El acero falla por tracción antes de que el concreto falle a compresión, el E.N. asciende hasta disminuir tanto la sección de concreto, que este falla por compresión



e) Falla de una viga



Flexión en Concreto Armado (3)

Esfuerzo de Cortante



Predimensionado en C.A. (1)

Recomendaciones para dimensionar vigas:

- 1. El claro libre entre apoyos no debe ser mayor que 50 veces el ancho de la viga, y el peralte de la viga debe ser de 8 cm por cada metro del claro.**
- 2. Relaciones proporcionales de: Peralte de $L/20$ a $L/24$ para vigas continuas, y de $L/15$ a $L/20$ para vigas biapoyadas, el ancho se estimará en 0.5 veces el peralte aproximadamente.**

En nuestro caso, tomando la recomendación 1, nos da una viga de peralte 48 cm, y de ancho mínimo de 13 cm ($\text{Área}_{\text{mínima}} = 624 \text{ cm}^2$); mientras que aplicando la recomendación 2, podemos tener: a) una viga máxima de 40 cm de peralte y 20 cm de ancho ($\text{Área}_{\text{máxima}} = 800 \text{ cm}^2$), o b) una viga mínima de 30 cm de peralte y 15 cm de ancho ($\text{Área}_{\text{mínima}} = 450 \text{ cm}^2$).

Predimensionado en C.A. (2)

Para dimensionar concreto armado es necesario conocer:

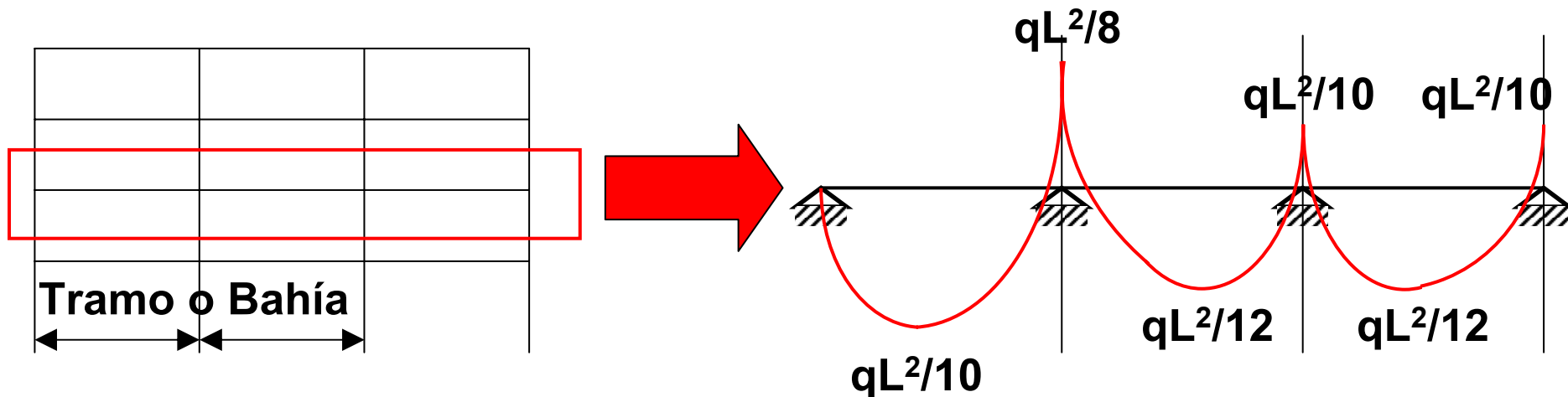
- 1. Esfuerzos máximos admisibles de compresión para el concreto.**
- 2. Módulo de Elasticidad del concreto.**
- 3. Esfuerzo permisible de tracción del acero.**
- 4. Módulo de elasticidad del acero.**

Las vigas se diseñan suponiendo que todos los esfuerzos de tracción los absorbe el acero, y los de compresión los absorbe el concreto.

En principio, el predimensionado se puede desarrollar con las recomendaciones generales de peralte y ancho. Los aceros necesarios se calculan, a partir de los momentos flectores máximos en la configuración de interés.

Predimensionado en C.A. (3)

Generalmente, las estructuras de concreto armado, conformando pórticos, tienen varios tramos, o bahías. De manera que por lo general se analizan vigas continuas de varios tramos.



En los gráficos se representa un pórtico, y como se idealizan las vigas para realizar el análisis, además de proponer una distribución aproximada de los momentos flectores en una viga continua de varios tramos

Predimensionado en C.A. (4)

Flexión

La armadura necesaria (aceros a tracción) se estima mediante la expresión:

$$A_s^+ = \frac{1.6M}{0.8 h f_{yd}} [\times 1000], \text{ Donde:}$$

M = Momento Flector [m T]

A_s = Área de acero [cm²]

h = peralte de la viga [m]

$f_{yd} = f_y / 1.15$ [kg/cm²]

En el caso de una viga continua, el acero se dispone en la cara a tracción (abajo en el centro del vano y arriba en apoyos).

Si el momento flector es grande, se puede necesitar armadura de compresión (arriba en el centro del vano y abajo en los apoyos), el límite para este momento flector es:

$$M_{\text{lim}} = 0.32 f_{cd} b d^2 \begin{cases} 1.6 M < M_{\text{lim}} & \text{Basta con armadura de tracción} \\ 1.6 M > M_{\text{lim}} & \text{Se debe disponer de armadura de compresión}^* \end{cases}$$

Entonces:

$$A_s^- = \frac{1.6M - M_{\text{lim}}}{0.8 h f_{yd}}$$

Predimensionado en C.A. (5)

Cortante

Se debe verificar que el cortante actuante no supere la capacidad de la sección, esto ocurre cuando:

$$V_d > \frac{1}{3} f_{cd} b h [\times 10] , \text{ Donde: } \begin{cases} b, h = \text{base, altura} & [\text{m}] \\ f_{cd} = f_c / 1.5 & [\text{cm}^2] \\ V_d = \text{Cortante del diagrama} & [\text{T}] \end{cases}$$

En estos casos, sólo hay tres posibles soluciones:

- Aumentar el ancho de la viga
- Aumentar el peralte de la viga
- Aumentar la resistencia del concreto

Armadura de cortante: se compara V_d con la cortante que resiste la sección, que tiene la forma:

$$V_{cu} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} b d [\times 10] , \text{ Donde: } \begin{cases} V_{cu} = \text{cortante resistente} & [\text{T}] \\ f_{cd} = f_c / 1.5 & [\text{cm}^2] \\ b = \text{ancho de viga} & [\text{m}] \\ d = h - \text{recubrimiento} & [\text{m}] \end{cases}$$

Predimensionado en C.A. (6)

Cortante

Se comparan los valores de V_d y V_{cu} , de manera que si:

$$V_d < V_{cu}, \therefore A_{\alpha, \text{mín}} = 0.02 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b [\times 10000] \quad \text{Armadura M\u00ednima} \\ (\text{cm}^2/\text{m})$$

$$V_d > V_{cu}, \therefore A_{\alpha} = \frac{V_d - V_{cu}}{0.8 h f_{yd}} [\times 1000] \quad \text{Armadura de Cortante} \\ (\text{cm}^2/\text{m})$$

Esta armadura se debe colocar con un espaciamiento no mayor al peralte de la viga, se recomienda que sea alrededor de la mitad del canto \u00fatil (h – recubrimiento).

Se puede disminuir el n\u00famero de estribos en el centro del vano respetando la armadura m\u00ednima a cortante.

Ejemplo 1 (Acero longitudinal)

Para el ejemplo 1, los máximos valores serán:

$$V_{\max} = (600 \text{ kg/m}) \times (6 \text{ m}) / 2 = 1800 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = (600 \text{ kg/m}) \times (6^2 \text{ m}^2) / 8 = 2700 \text{ kg.m}$$

El peralte de la sección será de $L/15$, es decir: $h = 0.4 \text{ m}$, la dimensión de la base debe ser: $h/2 = 0.2 \text{ m}$. Suponemos un concreto de resistencia $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un acero de $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Comprobamos entonces el *Momento Límite* de la sección:

$$M_{\text{lim}} = 0.32 f_{cd} b d^2 = 0.32 \left(\frac{210}{1.5} \right) 20 (40)^2 [10^{-2}] = 14336 \text{ kg.m}$$

Como $M_{\text{lim}} > M_d$, basta con disponer de armadura de tracción, y será:

$$A_s^+ = \frac{1.6 \times 2.7}{0.8 \times 0.4 \times \left(\frac{2400}{1.15} \right)} [\times 1000] = 6.469 \text{ cm}^2$$

Acero Longitudinal

Nomenclatura		Peso (kg/m)	Diámetro Nominal – Sección Circular				
Antigua (pulg.)	Nueva (números)		Diámetro (pulg.)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)	
1/4	# 2	0.25	1/4"	6.35	0.32	2	Barras Estándar A-305
3/8	# 3	0.56	3/8"	9.52	0.713	3	
1/2	# 4	0.87	1/2"	12.70	1.27	4	
5/8	# 5	1.33	5/8"	15.78	1.98	5	
3/4	# 6	2.24	3/4"	19.05	2.85	6	
7/8	# 7	3.04	7/8"	22.22	3.88	7	
1	# 8	3.97	1"	25.40	5.07	8	
1	2 # 7 ó 2 Φ 7/8"		1.128"	28.65	6.45	9	
1 1/8	# 10	6.40	1.27"	32.26	8.19	10	
1 1/4	# 11	7.91	1.41"	35.81	10.06	11.2	
1 1/2	14S	11.38	1.693"	43.00	14.51	13.5	Barras Especiales ASTM
2	18S	20.24	2.257"	57.33	25.80	18.0	

$A_s = 6.469 \text{ cm}^2$

$2 \times 3.88 \text{ cm}^2 = 7.76 \text{ cm}^2$

$2 \# 7 \text{ ó } 2 \Phi 7/8''$

Ejemplo 1 (Acero transversal)

Se verifica que la capacidad de la sección no es superada por el cortante actuante, esto ocurre cuando:

$$V_d > \frac{1}{3} f_{cd} b h [\times 10] \Rightarrow 1.8 T > \frac{1}{3} \left(\frac{210}{1.5} \right) 0.2 \times 0.4 [10]$$

Como se verifica incierta la relación: $1.8 T > 37.333 T$

Se deja intacta la sección. Se compara entonces el valor de V_d con el cortante que resiste la sección de concreto V_{cu} .

$$V_{cu} = 0.5 \sqrt{f_{cd}} b d [\times 10] = 0.5 \sqrt{\frac{210}{1.5}} \times 0.2 \times 0.35 [\times 10] = 4.14 T$$

Como $V_d < V_{cu}$ se dispone de armadura mínima $A_{\alpha, \text{mín}}$:

$$A_{\alpha} = 0.02 \frac{\frac{210}{1.5}}{\frac{2400}{1.15}} 0.2 [\times 10000] = 2.683 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

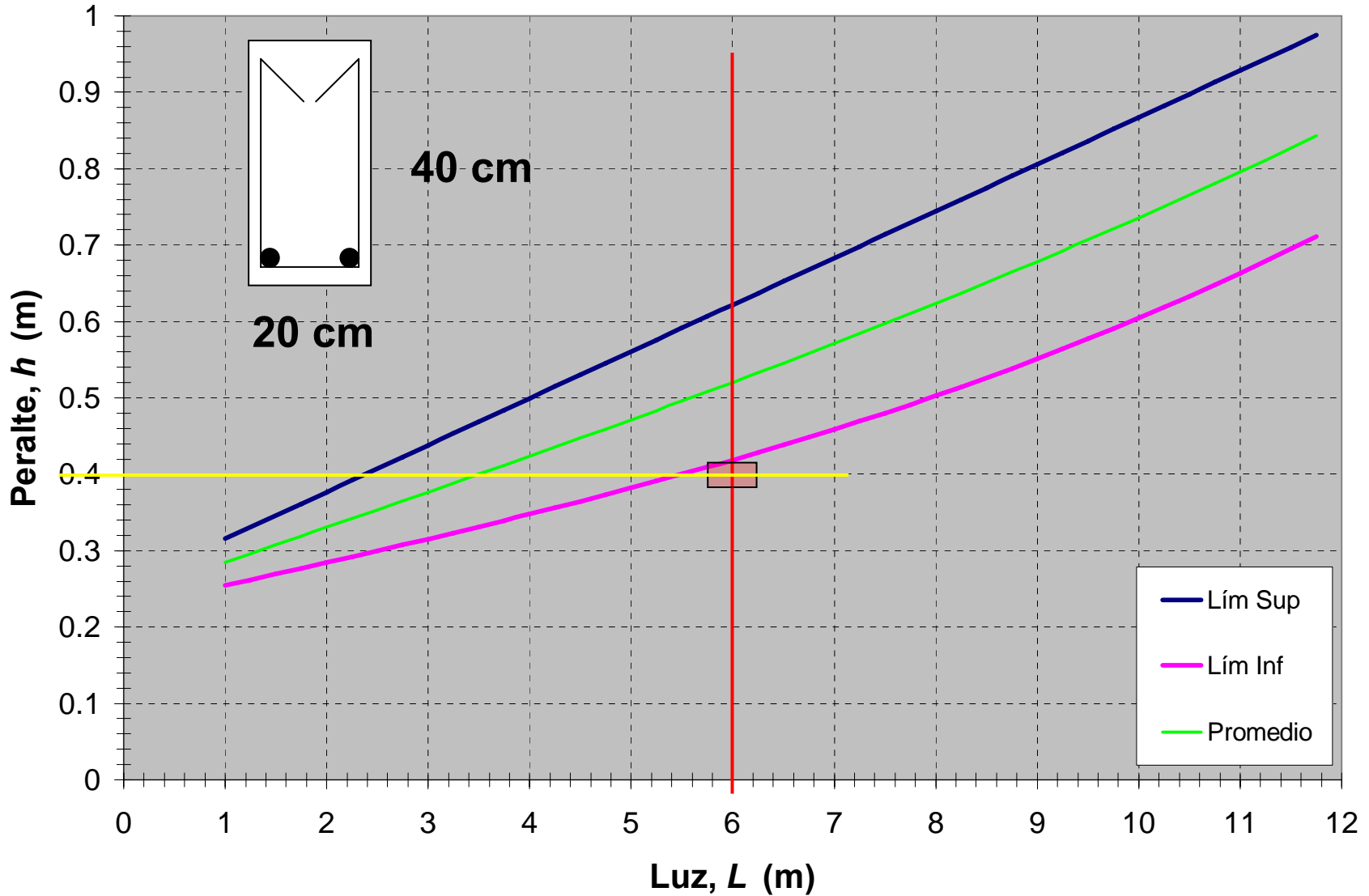
Acero Transversal

Nomenclatura		Peso (kg/m)	Diámetro Nominal – Sección				
Antigua (pulg.)	Nueva (números)		Diámetro (pulg.)	Diámetro (mm)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)	
¼	# 2	0.25	¼"	6.35	0.32	2	Barras Estándar A-305
3/8	# 3	0.56	3/8"	9.52	0.713	3	
½	# 4	1.00	½"	12.70	1.27	4	
5/8	# 5	1.55	5/8"	15.78	1.98	5	
¾	# 6	2.24	¾"	19.05	2.85	6	
						7	
						8	
						9	
						10	
						11.2	
						13.5	Barras Especiales ASTM
2	18S	20.24	2.257"	57.33	25.80	18.0	

$$A_s = 2.683 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento = 0.25 m
Son 4 estribos por metro lineal,
dos ramas por cada estribo
 $4 \times 2 \times 0.32 \text{ cm}^2 = 2.56 \text{ cm}^2/\text{m}$ NO SIRVE
 $4 \times 2 \times 0.713 \text{ cm}^2 = 5.704 \text{ cm}^2/\text{m}$ SI SIRVE

VIGAS DE CONCRETO



FIN

Prof. Argimiro Castillo Gandica