

DNC

ESTRUCTURAS – NIVEL 2 - PLAN DE ESTUDIOS 6

Taller: VERTICAL III – DELALOYE - NICO - CLIVIO

GE3

GUÍA DE ESTUDIO Nº 3 : VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Curso 2013

Elaboró: Ing. Alejandro Nico

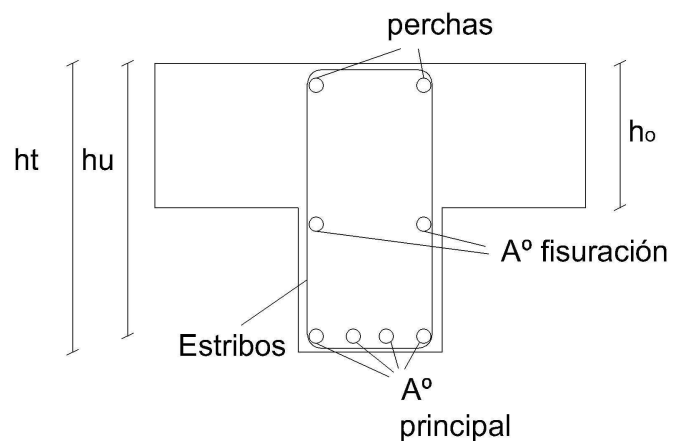
Revisión: 0

Fecha: mayo 2013

1 -INTRODUCCION

Las vigas son elementos estructurales lineales, es decir que una de las dimensiones, la longitud (luz entre apoyos), predomina sobre las otras dos: el ancho y la altura y reciben cargas perpendiculares a su eje y que, por lo tanto, la someten a flexión y corte. Habitualmente reciben las reacciones de las losas que sobre las vigas apoyan y las mamposterías superiores que sobre descansan.

Geométrica y resistientemente una viga esta compuesta de los siguientes elementos:

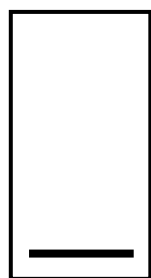


2 -FORMAS

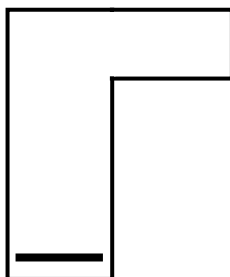
Las secciones de una viga podrían ser de cualquier forma pero desde un punto de vista resistente se las prefiere rectangulares de un ancho b y un alto ht . Pero si bien las secciones son geoméricamente rectangulares la unión monolítica con eventuales losas vecinas hace que a los efectos estructurales pueda ser considerada con forma de T o L según el caso. Entonces se tiene:

a) **Vigas de sección rectangular** (figura 1-a).

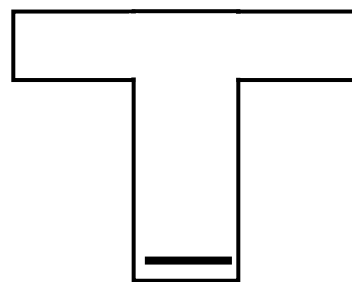
b) **Vigas placa**: La losa colabora en la resistencia aumentando la sección destinada a absorber los esfuerzos de compresión. Las vigas placa según tengan las losas a un lado o a ambos se consideran como de sección L o T.(figura 1 b y c).



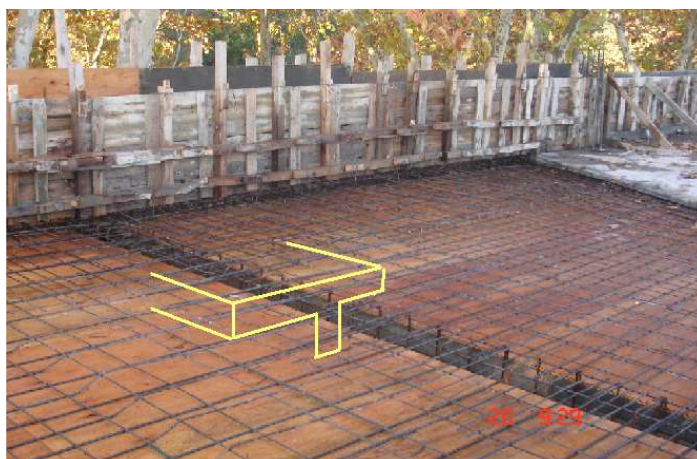
a) VIGA RECTANGULAR



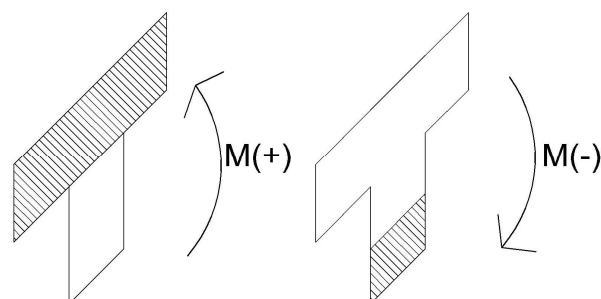
b) VIGA L



c) VIGA T



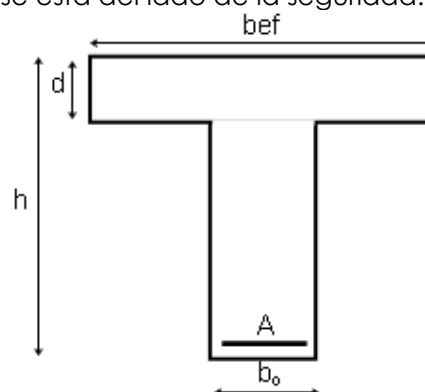
El aporte de la losa de hormigón comprimido solo es posible si el momento flector es positivo, porque si fuera negativo, al estar las fibras comprimidas abajo, la losa no colabora en nada y por lo tanto la sección es si o si rectangular.



Muchas veces se prefiere calcular como vigas rectangulares, despreciando la colaboración de la losa, con lo que se está del lado de la seguridad.

El ancho de colaboración de la losa esta restringido reglamentariamente por algunos aspectos (ancho de las losas circundantes, distancia de la sección a sus apoyos (columnas), etc.) pero se puede suponer que el ancho colaborante **bef** será:

$$\begin{aligned} \mathbf{bef} &= \mathbf{bo + 12\ ho \ (vigas\ T)} \\ \mathbf{bef} &= \mathbf{bo + 4.5\ ho \ (vigas\ L)} \end{aligned}$$



3.- DIMENSIONADO DE UNA VIGA

A diferencia de las losas, donde los esfuerzos de corte son despreciables, en las vigas deberán verificarse las tensiones de corte y el dimensionado eventual de armadura de corte. (Ver punto 4 de esta g.e) En lo demás el dimensionado de una viga de hormigón armado es similar al de losas donde se distinguen los siguientes "pasos":

- 1.- PREDIMENSIONADO
- 2.- ANÁLISIS DE CARGA
- 3.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES (Momentos y reacciones).
- 4.- DIMENSIONADO DE LA ARMADURA. (A flexión y corte)
- 5.- VERIFICACIONES
- 6.- ELECCION DE LA ARMADURA

3.1.- PREDIMENSIONADO

Recordando conceptos vistos en guías anteriores, para determinar la Cantidad de armadura de una sección sometida a flexión es necesario conocer o suponer el brazo de palanca z y por lo tanto la altura de la sección. Por lo tanto se propone esta altura, se dimensiona la armadura y si esto diera resultados no deseados (falta de verificación de alguno de los parámetros necesarios) se "repropone" una nueva altura. Se entiende por ello la predeterminación de la sección de hormigón ancho y altura

En general, el **ancho** de la viga, se estipula en función del **espesor de la pared** que habitualmente tiene por debajo de ella de manera de "escondersé" y evitar la aparición de mochetas indeseadas. Comúnmente es de unos 20 cm, y se trata que sea aproximadamente del orden del $1/3$ a $1/5$ de la altura y no inferior a los 12 cm para evitar problemas de colado del hormigón pues quedaría poco espacio entre las armaduras. (Aun 12 cm resulta un espesor escaso por este último motivo, pero se lo prefiere por el espesor habitual de las paredes de ese espesor).



En cuanto a la **altura**, y con los mismos argumentos y forma que se determinaba el espesor de una losa, se establece por condiciones de "baja deformabilidad" es decir la h_u en función de su longitud y de sus condiciones de borde (simplemente apoyada, un extremo continuo, voladizo, etc.). De esta forma se asegura que la deformación de la viga no supere valores máximos admisibles:

$$h_u = L / c$$

Donde:

h_u : altura útil de la viga, desde la armadura hasta la fibra comprimida más alejada (borde superior).

L : luz de cálculo (que en principio se puede tomar como la distancia entre ejes de columnas, aunque depende de otros factores)

c: coeficiente que depende de las condiciones de borde. Los valores pueden tomarse del **Cuadro 1** (fila 1) para que las deformaciones de la viga no superen los valores máximos admisibles.

De todas formas en la práctica es conveniente utilizar los valores indicados en la fila 2 para que los resultados obtenidos sean aceptables económicamente.

CUADRO 1

	Simplemente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Valores mínimos por deformación	1/16	1/22	1/25	1/8
Valores mínimos recomendados	1/10 a 1/12	1/12 a 1/15	1/14 a 1/16	1/5 a 1/8

Una vez obtenida la altura útil, le sumamos el recubrimiento y obtenemos la altura total de la viga:

$$h_t = h_u + \text{recubrimiento}$$

Recordar que los valores de h_t obtenidos conviene redondearlos a los 5 cm más próximos, tratar de unificar las alturas de vigas continuas, y que en toda la estructura no haya más de 3 ó 4 alturas diferentes.



Si se hormigona en forma conjunta la losa y la viga la altura de la viga incluye el espesor de la losa

3.2. ANALISIS DE CARGAS

Deben considerarse como **cargas** sobre la viga las reacciones de los elementos estructurales que apoyen sobre ella (cubiertas, losas, vigas apeadas, etc.), o el peso de muros que descansen sobre las mismas. Estas cargas se miden en kg. o tn en el caso de cargas puntuales, o cargas por unidad de longitud (kg./m o tn/m).

Se adiciona a estos valores el peso propio de la viga, que se determina multiplicando el peso específico del material ($H^\circ A^\circ$) por las dimensiones de la viga determinadas en el predimensionado.

Cargas por unidad de longitud (en Kg/m o tn/m):

- * **P. Propio** ($b \times h \times PUV_{H^\circ}$)
- * **Reacción losa izquierda**
- * **Reacción losa derecha**
- * **Pared** ($b_{pared} \times h_{pared} \times PUV_{pared}$)
- * **Carga del techo** (en caso de viga de planta alta o viga de planta baja que soporta una pared que a su vez soporta un techo en forma directa)

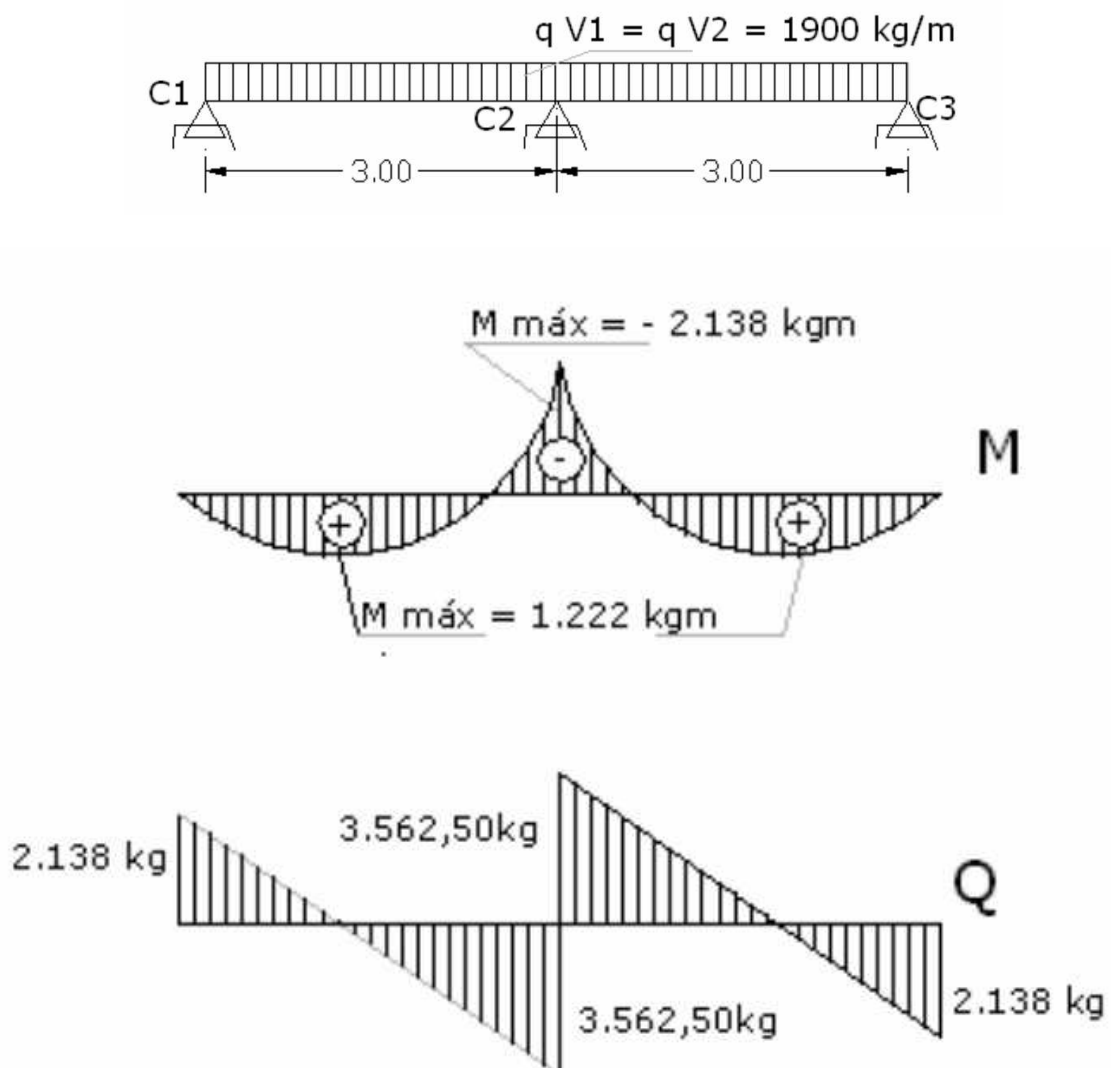
Cargas puntuales (en Kg o tn):

* **Apeos** de otras vigas o eventualmente de una columna



3.3.- CÁLCULO DE SOLICITACIONES

Se deben calcular, en función de la condición de apoyo y del tipo de carga, obteniéndose las reacciones de vínculo y los momentos máximos.



Como **seguridad**, y de igual forma que visto en el dimensionado de losas, teniendo en cuenta que las hipótesis de cálculo difieren de la realidad (el hormigón no es un material homogéneo, por ejemplo), la posibilidad de errores en la evaluación de cargas y cálculo estructural así como con respecto a los verdaderos valores de la resistencia de los materiales, **el momento de rotura** de la sección debe ser siempre superior al **momento solicitante** sobre la misma, (es decir al determinado según lo descrito precedentemente), de manera tal de disponer de un margen de seguridad que contemple estas discrepancias. De ésta manera el momento de cálculo debe mayorarse -como en losas- **con un coeficiente de seguridad o de mayoración de cargas**- (y no inferior a 1,75, dependiendo del reglamento e incluso dentro de este según el uso de la estructura), obteniéndose el momento de rotura de la pieza o momento último:

$$M_u = M * \gamma$$

3.4.- DIMENSIONADO DE LA ARMADURA DE FLEXION:

En esta parte se distinguirán **dos situaciones** de acuerdo a si la sección es estrictamente **rectangular**, o **viga placa** acompañada en su compresión por losas colindantes:

3.4.1.- VIGAS O SECCIONES RECTANGULARES

De acuerdo a lo ya visto en **g.e.1** la armadura de una sección de hormigón armado sometida a flexión debe dimensionarse mediante la fórmula:

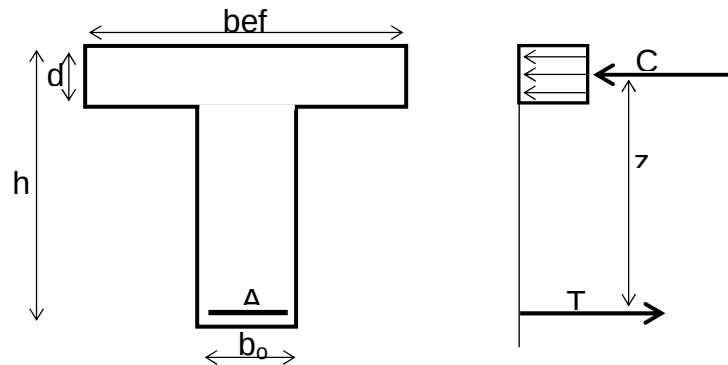
$$A_{nec} = M_u / \sigma_{ek} \cdot z$$

Este valor está dado en **cm²** y representa la sección de armadura longitudinal necesaria para la sollicitación actuante. Luego se determina la cantidad y el diámetro de barras (o combinación de las mismas) que satisfagan el cálculo obtenido. Por ejemplo, si se precisasen 4,50 m² se podría elegir algunas de estas alternativas

Diám. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / número de barras										o mandril de doblado mínimo (1)
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg						cm²					cm
6	1.88	0.222	2.6	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	2.40 (4ø)
8	2.51	0.395	4.8	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.03	3.20 (4ø)
10	3.14	0.617	7.4	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	4.00 (4ø)
12	3.77	0.888	10.7	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31	4.80 (4ø)
16	5.03	1.58	18.9	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	6.40 (4ø)
20	6.28	2.47	29.6	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.84	21.99	25.14	28.27	31.42	14.00 (7ø)
25	7.85	3.85	46.2	4.91	9.82	14.73	19.64	25.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10	17.50 (7ø)
32	10.1	6.31	75.7	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.26	56.30	64.34	72.38	80.42	22.40 (7ø)
40	12.6	9.86	118.0	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.12	125.66	-

Debe mencionarse que la decisión de que manera resolver la cantidad de barras y diámetros a colocar debe hacerse después de realizar las verificaciones indicadas mas adelante ya que, si estas marcan que debe modificarse la armadura calculada, significara haber "trabajado" en vano.

3.4.2.- VIGAS PLACAS:



En la zona de momentos positivos, la parte comprimida corresponde a la losa y puede considerarse que esta última colabora a los efectos resistentes, con un ancho que se fija según el siguiente criterio:

Para vigas simétricas ó T: **bef = 12 d + b₀**

Para vigas asimétricas ó L: **bef = 4,5 d + b₀**

La armadura se calcula de similar manera que en la viga rectangular, pero el valor del brazo de palanca z estará dado ahora por:

$$A = \frac{M_u}{z * \sigma_{ek}}$$

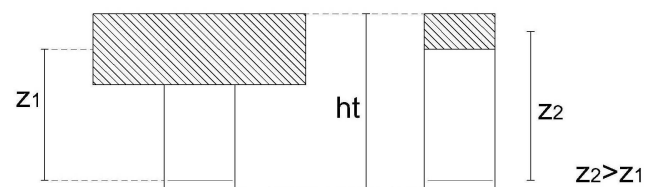
Donde $z = h - d / 2$

Debe verificarse que el **eje neutro x** se encuentre dentro de la placa es decir que **$x < d$** , de manera tal que la sección se comporta como de ancho bef en toda su altura. En este caso:

$$x = A * \sigma_{ek} / (bef * \sigma'_{bk})$$

El cálculo de una viga como viga placa puede llevar a un resultado contradictorio (dependiendo del valor de h y d): Efectivamente al considerar que el $x = d$, resulta que el brazo de palanca supuesto z, puede ser menor que si hubiésemos supuesto $x = 0,20 h$ (como se haría si la sección fuese rectangular), entonces el resultado de la armadura (z esta dividiendo) será mayor "con la colaboración" de la losa que si no colaborara. En la práctica diaria, si el momento no es tan grande que "pide" mucho x (mayor que d) preferimos

"desechar" esta ayuda y calcular la sección como rectangular que traerá resultados igualmente seguros y mas económicos

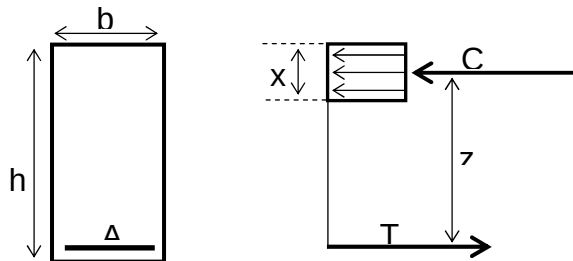


En los apoyos (cuando el momento flector es negativo), como la zona traccionada es la superior, la placa no colabora en la resistencia por lo que en éste caso la verificación debe realizarse de similar manera a la de una viga rectangular de ancho b igual al ancho del nervio y $x < 0,2 h$.

3.5. VERIFICACIONES

Si bien las verificaciones a realizar no difieren en lo ya comentado en las g.e 2 y g.e4 de losas de hormigón armado a modo de repaso y confirmación de los conceptos se vuelven a repetir a continuación

3.5.1 DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO



El **brazo de palanca z** es la distancia entre la resultante C de compresión en el hormigón y la de tracción T en la armadura. Como se ha adoptado para el cálculo como valor de $z = 0,9 h$, y C está ubicada en el centro del volumen de compresión, quedará definido el valor de x (profundidad del eje neutro) como $x = 0,2 h$.

Ahora bien, una vez dimensionada la sección, de acuerdo a la armadura adoptada obtendremos el valor real de x, que vendrá dado por la siguiente expresión:

$$x = \frac{A \cdot \sigma_{ek}}{b \cdot \sigma'_{bk}}$$

Donde

A: es la armadura obtenida del cálculo.

b: es el ancho de la sección de hormigón.

σ_{ek} y σ'_{bk} : son las tensiones de rotura del acero y característica del hormigón respectivamente.

Si este valor de x es menor o igual que el adoptado ($0,2h$), de la figura se puede deducir que el brazo de palanca z en la realidad será mayor que el correspondiente a la hipótesis inicial ($z = 0,9 h$), quiere decir que la armadura necesaria en realidad podría ser más chica, por lo que consideramos que estamos del lado de la seguridad.

Si en cambio éste valor de x resulta mayor que el adoptado ($0,2h$), z va a ser menor, por lo que la armadura necesaria debería ser mayor, lo que quiere decir que le estamos poniendo menos armadura de la necesaria. Como consecuencia de esto se deberá redimensionar nuevamente la armadura con un z menor, por ejemplo $z = 0,85 h$. De la figura se deduce que en este caso x pasa a ser $x = 0,3 h$, por lo que una vez calculada la armadura se procederá nuevamente a verificar la profundidad del eje neutro, pero ahora deberá cumplirse que $x < 0,3 h$. Nuevamente si no verifica se sigue agrandando z y x, contemplando que x no sea mayor que 0,5 de h (mas allá de la mitad de la viga) en cuyo caso deberá redimensionarse la sección de hormigón.

3.5.1 DE LA CUANTIA

Debe verificarse que la armadura no sea tan grande con relación a la sección de hormigón de manera que torne al acero en su periodo elástico y que no se deforme excesivamente antes de llegar a la rotura, ni que sea lo suficientemente pequeña como para que la pieza pierda ductilidad y la rotura sea del tipo frágil (sin aviso). La cuantía es

la relación entre la sección de armadura y la de hormigón, y se establecen valores máximos y mínimos que deben respetarse (ver disposiciones constructivas).

- **Cuantía geométrica $\omega_0 = A/B = A/ b.h$**
- **Cuantía mecánica $\omega = FA/FB = A \cdot \sigma_{ek} / B \cdot \sigma'_{bk}$**

Donde FA y FB son las fuerzas actuantes en el acero y hormigón respectivamente.

Con la idea de asegurarse, ante una eventual rotura que esta "avise" antes de producirse, los reglamentos imponen cuantías mecánicas máximas y mínimas, es decir que la armadura mínima y máxima que deberá tener una determinada sección de hormigón es:

$$A_{MIN} = \omega_{MIN} \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

$$\text{Y si } \omega_{MIN} = 0.05$$

$$A_{MIN} = 0.05 \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

Y la Armadura no podrá mayor que

$$A_{MAX} = \omega_{MAX} \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

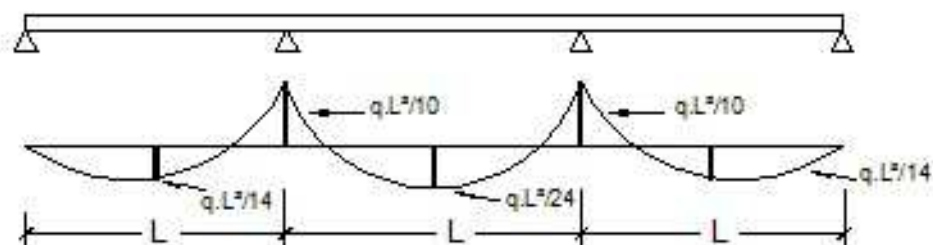
$$\text{Y si } \omega_{MAX} = 0.5$$

$$A_{MAX} = 0.5 \cdot B \cdot \sigma'_{bk} / \sigma_{ek}$$

Si la armadura diese mas que este valor máximo debiera redimensionarse la sección y recalcular

4.- ARMADURA DE APOYO EN VIGAS CONTINUAS

En vigas continuas debido a la presencia de momentos negativos en los apoyos, es necesario armar las secciones de los mismos en su parte superior.



Como generalmente se levanta armadura a 45° para absorber el esfuerzo de corte (ver punto 5 de esta guía), prolongando la misma por sobre el apoyo proveemos al mismo de hierros, de manera tal que el criterio para determinar la armadura necesaria en la zona de momentos negativos será el siguiente:

Se determina la sección de armadura en el apoyo para el

momento negativo determinado en el cálculo de solicitaciones:

$$A_{\text{apoyo}} = \frac{M_{\text{u apoyo}}}{\sigma_{\text{ek}} \cdot z}$$

Se determina la sección de armadura levantada de los tramos adyacentes al apoyo, que varía de un mínimo de 0 (no se levantan barras), hasta un máximo que no supere los $\frac{2}{3} A$ de la viga, considerando también que por razones constructivas siempre se deben dejar dos hierros en la parte inferior. Finalmente:

$$A_{\text{lev}} = A_{\text{lev. de la } V_1} + A_{\text{lev. de la } V_2}$$

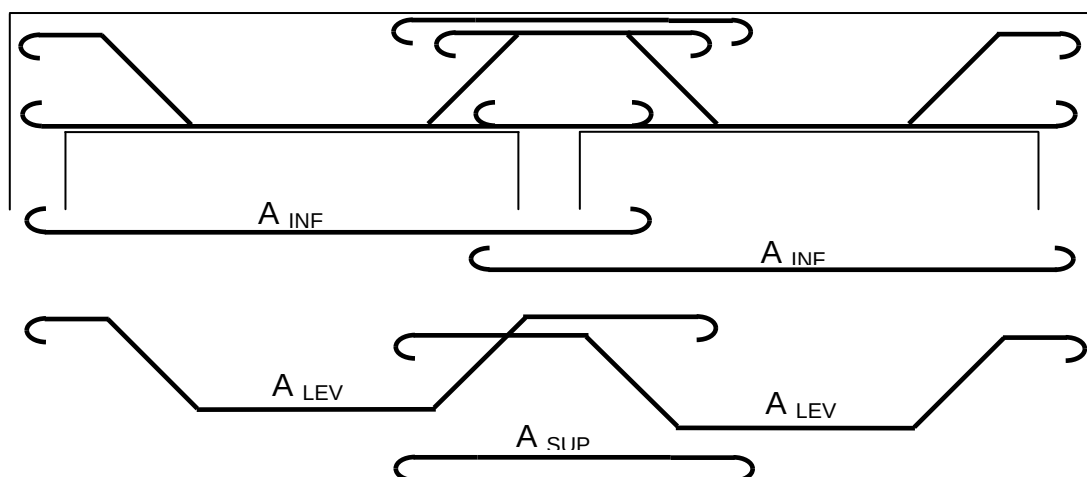
$$A_{\text{cab}} = A_{\text{apoyo}} - A_{\text{lev.}}$$



Debe recalcar que el levantamiento de la armadura **se puede** hacer por la disminución que seguramente va sufriendo el momento positivo del tramo (no hace falta tanta armadura) y que **se hace** para que la armadura levantada colabore con la absorción de los esfuerzos de corte (generalmente cercano a los apoyos) y forme parte de la armadura superior necesaria en el apoyo para tomar el momento negativo que allí se produce

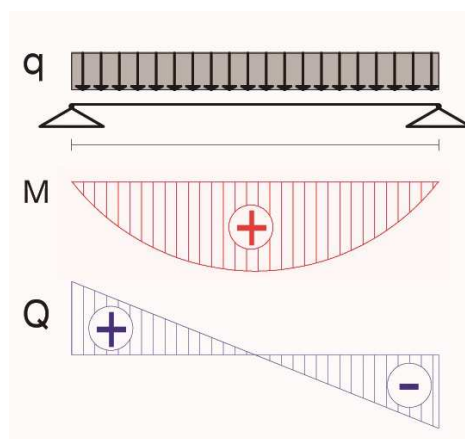
Si bien el lugar exacto donde se levantan las barras debería ser estudiado de manera de cubrir el momento positivo y negativo existente en cada sección, en obras de menor importancia este levantamiento se hace en función de las longitudes de las vigas.

DOBLADO DE HIERROS



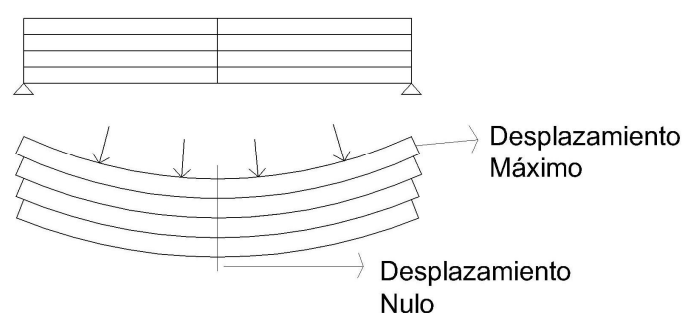
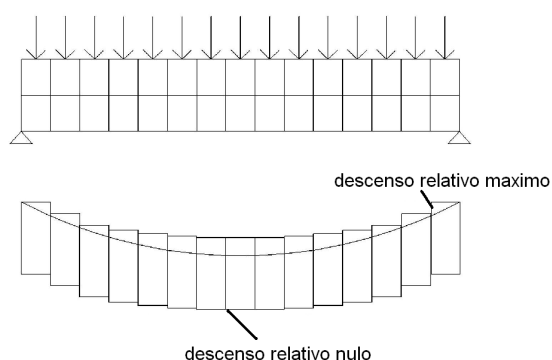
5.- CORTE EN HORMIGON ARMADO

Las vigas están sometidas fundamentalmente a **esfuerzos de flexión y corte**. A diferencia de lo visto en losas, donde este último esfuerzo no se tenía en cuenta, debe verificarse y/o dimensionarsela para soportar los esfuerzos de corte actuantes.



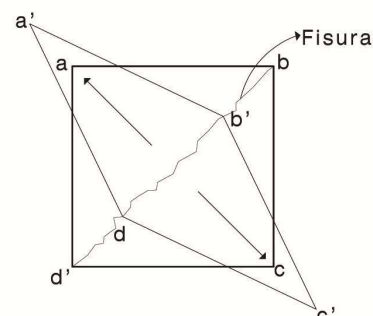
El Corte que se produce en la viga provoca tensiones tangenciales τ que, si no son analizados, pueden provocar la rotura "por corte" del elemento. En otras palabras de nada vale que la viga soporte los esfuerzos de flexión, si terminara rompiendo por "corte"

Recordando conceptos vistos en la G.E 1, los esfuerzos de corte Q actuando en una viga flexada producen en la viga la intención de producir tanto deslizamientos verticales como horizontales

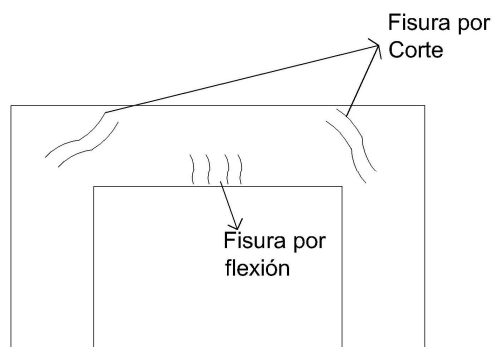


Obvia y afortunadamente, estas tensiones tangenciales τ_{trab} que provoca el esfuerzo de corte Q, son contrarrestadas por la propia resistencia del material a través de las llamadas τ_{adm} , que impiden, en primer instancia, la rotura de la pieza por corte

La simultaneidad de los intentos de deslizamientos verticales y horizontales se traducen finalmente en tensiones de tracción en una diagonal y de compresión en la otra, lo que provoca, ante la falta de resistencia a la tracción del hormigón, que las fisuras que se producen sean a 45°



En general el Q máximo está en las cercanías de los apoyos y es nulo donde el momento es máximo, por lo cual estas fisuras a 45° por corte están en cercanía de los apoyos.



TÍPICA FISURA POR CORTE Y FLEXION EN MATERIALES CON POCA O NULA RESISTENCIA A LA COMPRESION

5.1. DIMENSIONADO AL CORTE EN HORMIGON ARMADO

El hormigón (hormigón solo, sin armadura) tiene la capacidad de aportar “pegamento” a través de las llamadas tensiones tangenciales ζ (τ) hasta un límite máximo dado por la llamada ζ_{adm} . Entonces la viga “se romperá” en gajos o laminas si la ζ_{trab} supere la admisible.

Rotura por corte si $\zeta_{trab} > \zeta_{adm}$

El CIRSOC denomina a las ζ_{trab} se lo denomina como ζ_0 y se lo calcula como:

$$\zeta_0 = 0.85 Q_{max} / (b \times h)$$

Donde b y h son respectivamente el ancho y alto “útil” de la sección.

Por otro lado el hormigón, ofrece o resiste con una ζ_{adm} que, nuevamente utilizando nomenclatura del CIRSOC, se llamar ζ_{012} , cuyo valor, dependerá lógicamente, de la calidad del hormigón. Los valores máximos para cada hormigón del ζ_{012} , se obtienen de la primera fila de la siguiente tabla;

H	13	17	21	30	38	47
τ_{012} [Kg/cm ²]	5.00	6.50	7.50	10.00	11.00	12.50
τ_{02} [Kg/cm ²]	12.00	15.00	18.00	24.00	27.00	30.00

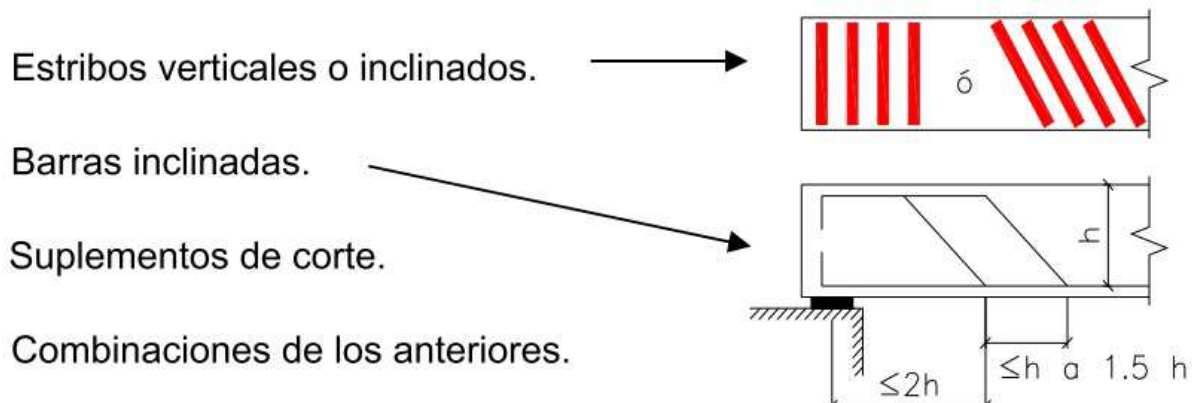
Entonces la expresión (*) $\zeta_{trab} > \zeta_{adm}$ se transforma en que el hormigón no se romperá por corte si:

$$\zeta_0 < \zeta_{012}$$

En este caso se dice que “el hormigón solo es capaz de absorber el esfuerzo de corte” y que no hará falta calcular armadura adicional para soportarlo, colocando solo una armadura mínima en forma de estribos (ver g.e 3, vigas de hormigón armado)

En el otro extremo, si el $\zeta_0 > \zeta_{02}$ (ver 2da fila tabla anterior) deberá redimensionarse la sección (agrandarse) ya que el hormigón mas la armadura que se pueda colocar serán incapaz de soportar el esfuerzo de corte

En el medio, si ζ_0 está entre medio de ζ_{012} y ζ_{02} , significa que si bien el hormigón no puede soportar las tensiones de corte, si lo podrá hacer el acero agregando barras en cantidad y forma adecuada. El dimensionado de esta armadura por su complejidad, escapa a los alcances de esta guía, pero se puede colocar de la siguiente manera



5.1.1.- RESUMEN DEL DIMENSIONADO AL CORTE EN HORMIGON ARMADO

Se resume a continuación el procedimiento a seguir para dimensionar una sección de hormigón armado al corte

- 1.- Calcular el valor de la ζ_{trab} o $\zeta_0 = 0.85 Q_{max} / (b \times h)$
- 2.- Si $\zeta_0 < \zeta_{012}$ entonces el hormigón solo es capaz de soportar la tensión de corte y solo se coloca armadura de corte mínima en forma de estribos (no calculada)
- 3.- Si $\zeta_{012} < \zeta_0 < \zeta_{02}$, el hormigón no es capaz de soportar las tensiones del hormigón que serán absorbido por el acero en forma de armadura doblada o estribos que deberán ser dimensionadas
- 4.- Si $\zeta_0 > \zeta_{02}$, ni con armadura especial el hormigón armado de la sección podrá absorber las tensiones de corte y será necesario redimensionar la sección aumentando el ancho o alto de la misma

6- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

Se detallan a continuación algunos aspectos reglamentarios en cuanto a dimensiones geometricas de la viga y la armadura.

1. El recubrimiento que es la distancia mínima entre la armadura y el borde exterior de la sección es de 2 a 3 cm para vigas ubicadas en ambientes protegidos y de 3 a 4 cm para vigas a la intemperie.
2. La armadura mínima viene dada por la cuantía mecánica mínima, que como en losas es $\omega = 0,05$. A su vez la armadura máxima de acuerdo a la cuantía máxima será $\omega = 0,50$. Es decir que $0,05 < \omega < 0,50$
3. Debe respetarse siempre que $A_{mín} 2 \varnothing 10$ ó $3 \varnothing 8$.
4. Las armaduras deberán continuarse lo suficiente de manera de quedar convenientemente ancladas, en los casos que por razones de espacio no se disponga de la longitud de anclaje necesaria deberá suplirse la misma mediante el empleo de ganchos o escuadras.
5. Los estribos deberán estar lo suficiente anclados, y su separación no puede superar el valor de $sep. < h / 2$ ó $sep. < 30cm$.
6. Al doblar la armadura longitudinal 45° para cubrir el esfuerzo de corte deberá cuidarse que quede siempre perfectamente cubierto el diagrama de momentos, es decir que en el punto en que no dispongamos más de la barra (ya que fue levantada) las restantes sean suficientes para resistir el momento en dicho punto.
7. Se podrá levantar como máximo en vigas simplemente apoyadas la mitad de la armadura, mientras que en vigas continuas las $2/3$ partes, siempre con la precaución que queden 2 barras al menos en la parte inferior (si la viga tiene 3 fi del 10 **NO** se pueden levantar $2/3$ ya que serian 2 barras levantada y una sola derecha abajo).

7- PLANILLAS

PLANILLA DE VIGAS										OBRA:		HORMIGON										KG/CM2		170		COEF. SEG.		1,75	
de losa sobre 4 piso										Ubicación:		ACERO		KG/CM2		4400		KG/CM2		4400		KG/CM2		COEF. SEG.					
Posicion	Luz	CARGAS(Kg/m)			Q.tot	Diagrama de cargas	Reac(kg)	M	Dimensiones			neces.	Arm. Abajo			Arm. Arriba			Cabalete adicional	Tau	Estribos		Observaciones						
		g	Pared	Losas					Otros	Rizq	Rder		kgm	bo	h	d	bnc	cm2			cant	fi		recta	doblada	disponible	cm2	cant	fi
V401	4,9	173	280	734	1186		2463	5049	2551	18	37	40		2,9	3	10	1	10	3,1		2	6		8,4	6	20			
Apoyo V401-V402										-4087	18	37	40								4,9			2	12				
V402	4,9	173	280	734	1186		5049	2463	2551	18	37	40		2,9	3	10	1	10	3,1		2	6		8,4	6	20			
V403	2,2	144	525	1830	2499		3775	3775	2641	15	37	40		3,1	3	10	1	10	3,1		2	6		7,6	6	20			
V404	3,8	144		1139	1283		3308	2748	2932	15	37	40		3,4	2	12	1	12	3,4		2	6		6,6	6	20			
V405	3,8	144		1139	1283		2748	3308	2932	15	37	40		3,4	2	12	1	12	3,4		2	6		6,6	6	20			
V406	2,2	108	525	1374	2007		2208	2208	1214	15	27	30		1,9	2	10	1	8	2,1		2	6		6,1	6	15			
V407	3,8	144	350	961	1455		3635	3075	3230	15	37	40		3,8	2	12	2	10	3,8		2	6		7,3	6	20			
V408	2,2	108	525	278	911		1444	1254	862	15	27	30		1,3	2	8	1	8	1,5		2	6		4,0	6	15			
V409	3,8	144	350	961	1455		3075	3635	3230	15	37	40		3,8	2	12	2	10	3,8		2	6		7,3	6	20			
V410	2,2	108	525		633		1178	988	722	15	27	30		1,1	2	8	1	8	1,5		1	8		3,2	6	15			
V411	3,8	144	560	556	1260		2092	2695	1724	15	37	40		1,9	2	10	1	8	2,1		2	6		5,4	6	20			
Apoyo V411-V412										-1146	15	37	40							1,3		3	8						
V412	2,2	144	560		704		774	774	-1146	15	37	40			3	8			1,5		3	8		1,5	6	20			
Apoyo V412-V413										-1146	15	37	40							1,3		3	8						
V413	3,8	144	560	556	1260		2695	2092	1724	15	37	40		1,9	2	10	1	8	2,1		2	6		5,4	6	20			
V414	2,9	144	525	437	1106		2888	4311	2602	15	37	40		3,0	2	12	1	10	3,0		2	6		8,6	6	15			
Apoyo V414-V415										-3061	15	37	40							3,6			2	12		ojo			
V415	4,8	144	525		669		4528	2317	2257	15	37	40		2,6	2	10	2	8	2,6		2	6		6,5	6	20			
Apoyo V415-V416										-1752	15	37	40							2,0									
V416	3,6	144	336	583	1063		2400	1426	952	15	37	40		1,1	2	8	1	8	1,5		2	6		4,8	6	20			
V417	3,5	144	70	498	712		1245	1245	1090	15	37	40		1,2	2	8	1	8	1,5		2	6		2,5	6	20			
V418	2,9	144	525	437	1106		4317	5358	4264	15	37	40		5,2	3	12	2	12	5,7		2	6		10,7	8	15			
Apoyo V418-V419										-3126	15	37	40							3,7			1	10					
V419	2,9	144	525	437	1106		4439	1843	1686	15	37	40		1,9	2	10	1	8	2,1		2	6		8,9	6	15			
Apoyo V419-V420										176	15	37	40		1,1														
V420	1,9	144	525	498	1167		1108	3785	-4909	15	37	40			3	8			1,5		3	16		7,6	6	20			
M421	1,1	144	525	583	1252		5152		-4909	15	37	40			3	8			1,5		3	16		10,3	8	15			
R432	3,7	115			115				-239	30	14	16			3	8			1,5		3	8			6	8			
R433	1,1	115	280		395		435		-239	30	14	16			3	8			1,5		3	8		1,2	6	8			