

VIGAS:

- El diseño de vigas se basa en los principios del hormigón armado y/o pretensado para cargas y condiciones de apoyo específicas;
- condiciones de apoyo;
- tipos de geometrías;
- vigas internas y externas.

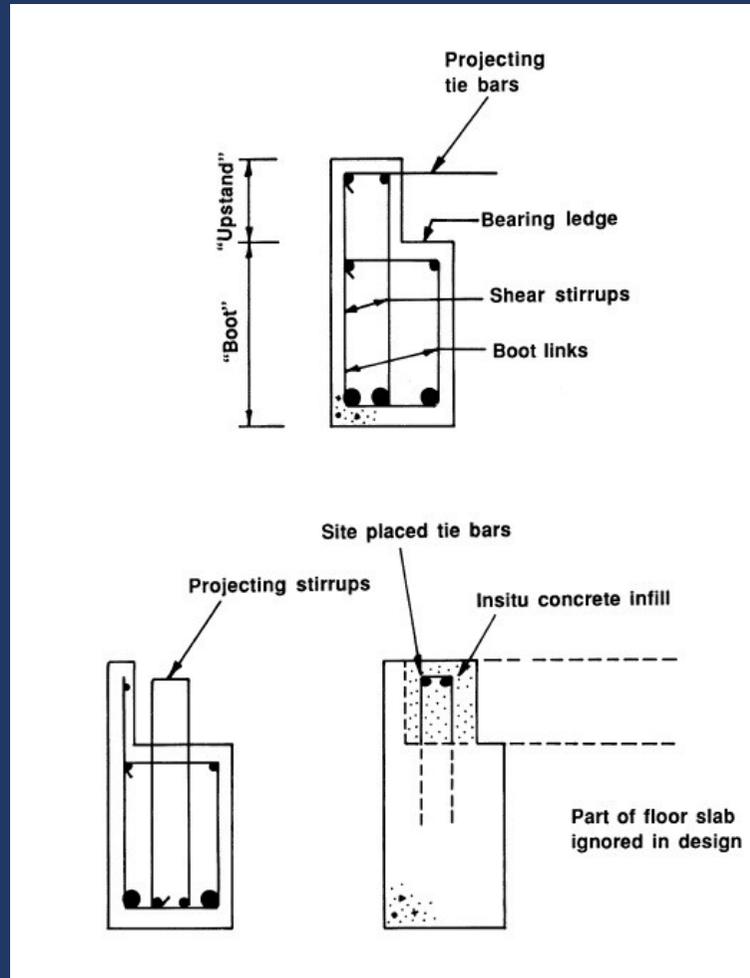
VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

- Qué son?
- Normalmente se fabrican como:
 - estructuras para el soporte de carga vertical con una nariz o saliente (denominado por alguno autores como “la bota” (boot) o “el saliente” (ledge).
 - soporte de carga con cavidades “pocketed spandrel beams” (con huecos), como en el caso de soporte para paneles Pi, donde el vástago de la Pi encaja en una cavidad moldeada en el espesor de la viga de antepecho.
 - No portante como revestimiento para cualquier tipo de estructura, normalmente con muro cortina o acristalamiento (vidriados).
- Dimensiones usuales

VIGAS:

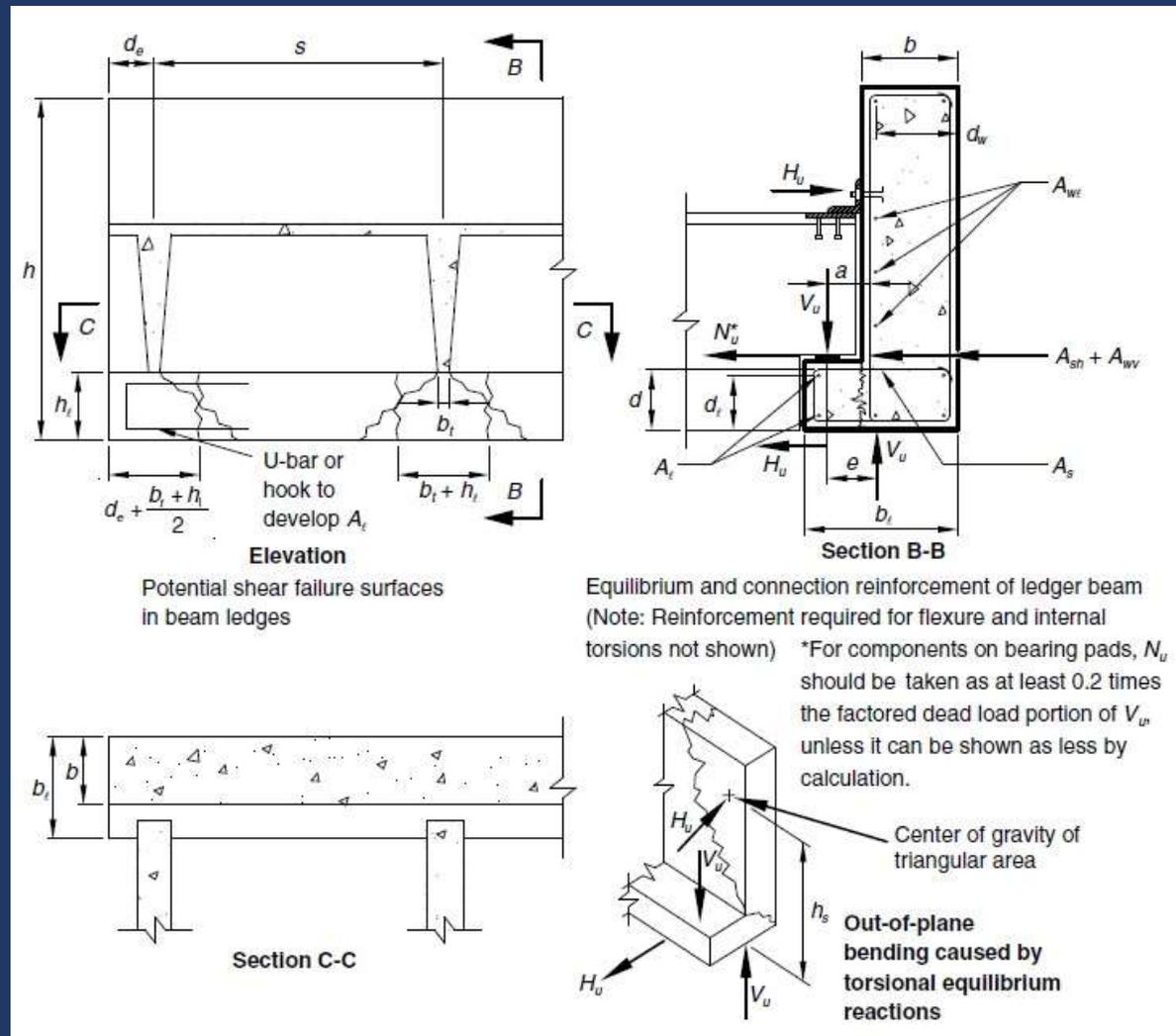
Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L



(Tomada de Elliot and Jolly, 2013)

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L



VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

La *resistencia a cortante de diseño* de los salientes que sean continuos y que soportan cargas concentradas se puede determinar mediante la menor de expresiones para $s > b_t + h_l$:

$$\phi V_n = 3\phi\lambda\sqrt{f'_c}h_l[2(b_l - b) + b_t + h_l]$$

$$\phi V_n = \phi\lambda\sqrt{f'_c}h_l[2(b_l - b) + b_t + h_l + 2d_e]$$

Para $s < b_t + h_l$ y cargas concentradas iguales, el menor de:

$$\phi V_n = 1.5\phi\lambda\sqrt{f'_c}h_l[2(b_l - b) + b_t + h_l + s]$$

$$\phi V_n = \phi\lambda\sqrt{f'_c}h_l \left[(b_l - b) + \left(\frac{b_t + h_l}{2} \right) + d_e + s \right]$$

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

Si el saliente soporta una carga continua o cargas concentradas muy próximas, la resistencia al corte de diseño viene dada por:

$$\phi V_n = 24\phi h_l \lambda \sqrt{f'_c}$$

En este último caso ϕV_n es la resistencia por unidad de longitud [lb/ft].

NOTA:

Si la carga mayorada aplicada excede la resistencia determinada por las ecuaciones anteriores, el saliente debe diseñarse mediante transferencia de cortante y tensión diagonal.

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

La *flexión transversal (en voladizo)* del saliente requiere refuerzo de flexión A_s , que se calcula mediante la ecuación:

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h_l}{d} \right) \right]$$

Dicho refuerzo puede estar espaciado uniformemente en un ancho de $6 \times h_l$ a cada lado de apoyo, pero sin exceder la mitad de la distancia hasta la siguiente reacción. El espacio entre barras no debe exceder la altura de la bota, h_l o 18 pulgadas ($\phi=0.90$ para flexión).

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

Debe colocarse *armadura de refuerzo longitudinal* tanto en la parte superior como en la inferior del saliente, este refuerzo se calcula como:

$$A_l = 200(b_l - b) \frac{d_l}{f_y}$$

siendo d_l el canto útil del refuerzo A_l .

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

Armadura de suspensión es necesaria para unir el saliente al alma de la viga, este se calcula como :

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} m$$

$$m = \frac{\left[(d_s + a) - \left(3 - 2 \frac{h_l}{h} \right) \left(\frac{h_l}{h} \right)^2 \left(\frac{b_l}{2} \right) - e \gamma_t \frac{(x^2 y)_l}{\sum x^2 y} \right]}{d_s}$$

La distribución y el espaciamiento del refuerzo de A_{sh} deben seguir las mismas pautas que para el refuerzo de A_s (diapositiva 96). A_{sh} no se añade al refuerzo de corte y torsión.

Donde x e y el lado más corto y el más largo, respectivamente, de los rectángulos componentes que forman el saliente y las partes del alma de la viga [in]; $\gamma_t = 0$ cuando no se utilizan estribos cerrados en el saliente y $\gamma_t = 1$ cuando se utilizan estribos cerrados; e es la excentricidad de la carga vertical.

VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L

Cuando la reacción no es colineal con las cargas aplicadas se genera una *flexión fuera del plano cerca del extremo de la viga*. Esta flexión fuera del plano resultante requiere armadura de refuerzo vertical y horizontal:

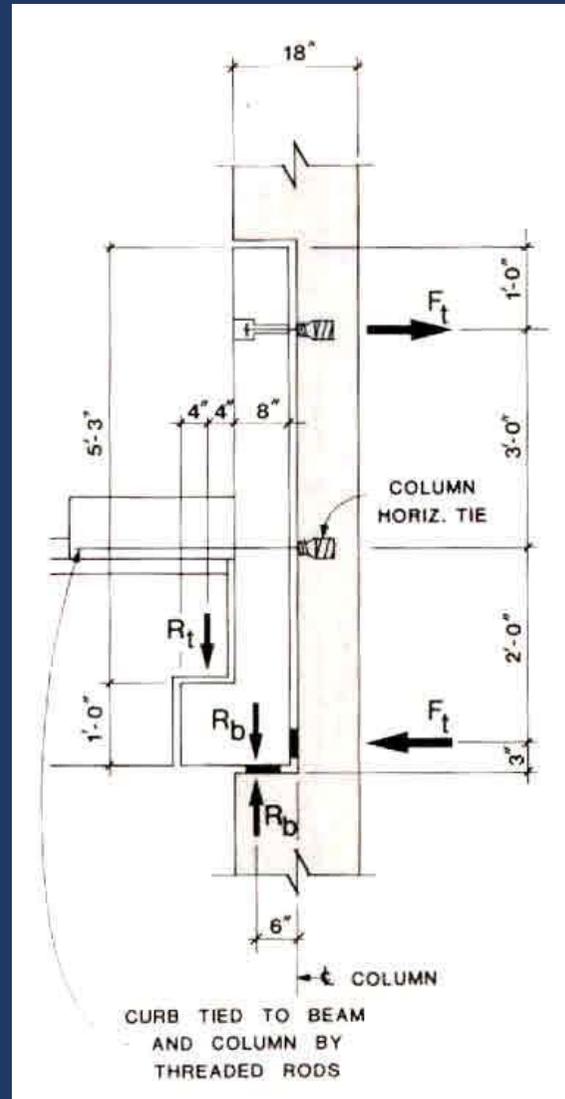
$$A_{wv} = A_{wl} = \frac{V_u e}{2\phi f_y d_w}$$

siendo d_w el canto útil del acero de refuerzo A_{wv} y A_{wl} [in]; $\phi = 0.75$; y e es la excentricidad de la carga vertical [in].

Las barras A_{wv} y A_{wl} deben distribuirse uniformemente en una altura y un ancho iguales a la distancia entre las conexiones de torsión h_s y se colocan en la cara interior de la viga. Este refuerzo *no es aditivo* al refuerzo de torsión interna.

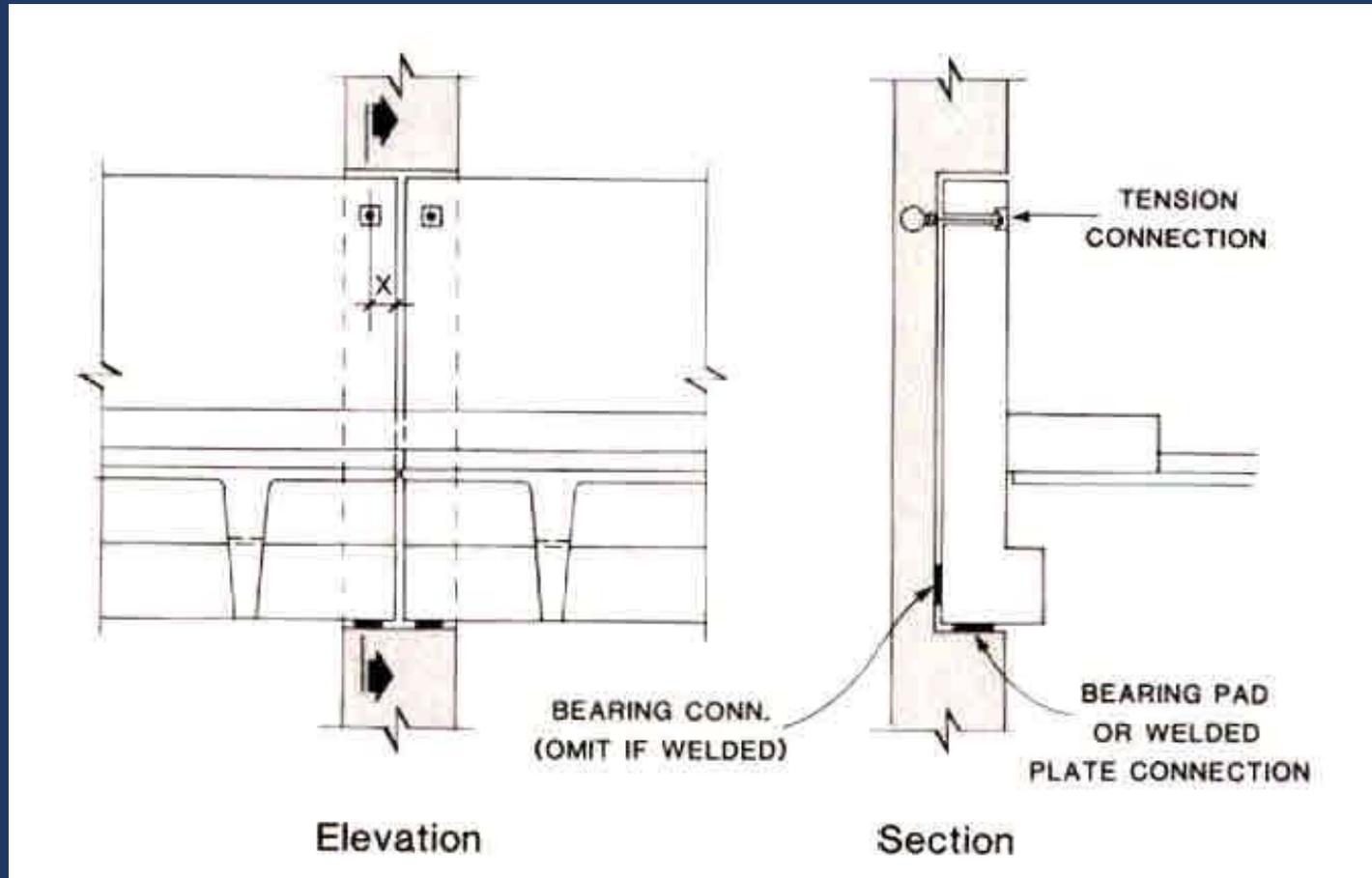
VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L



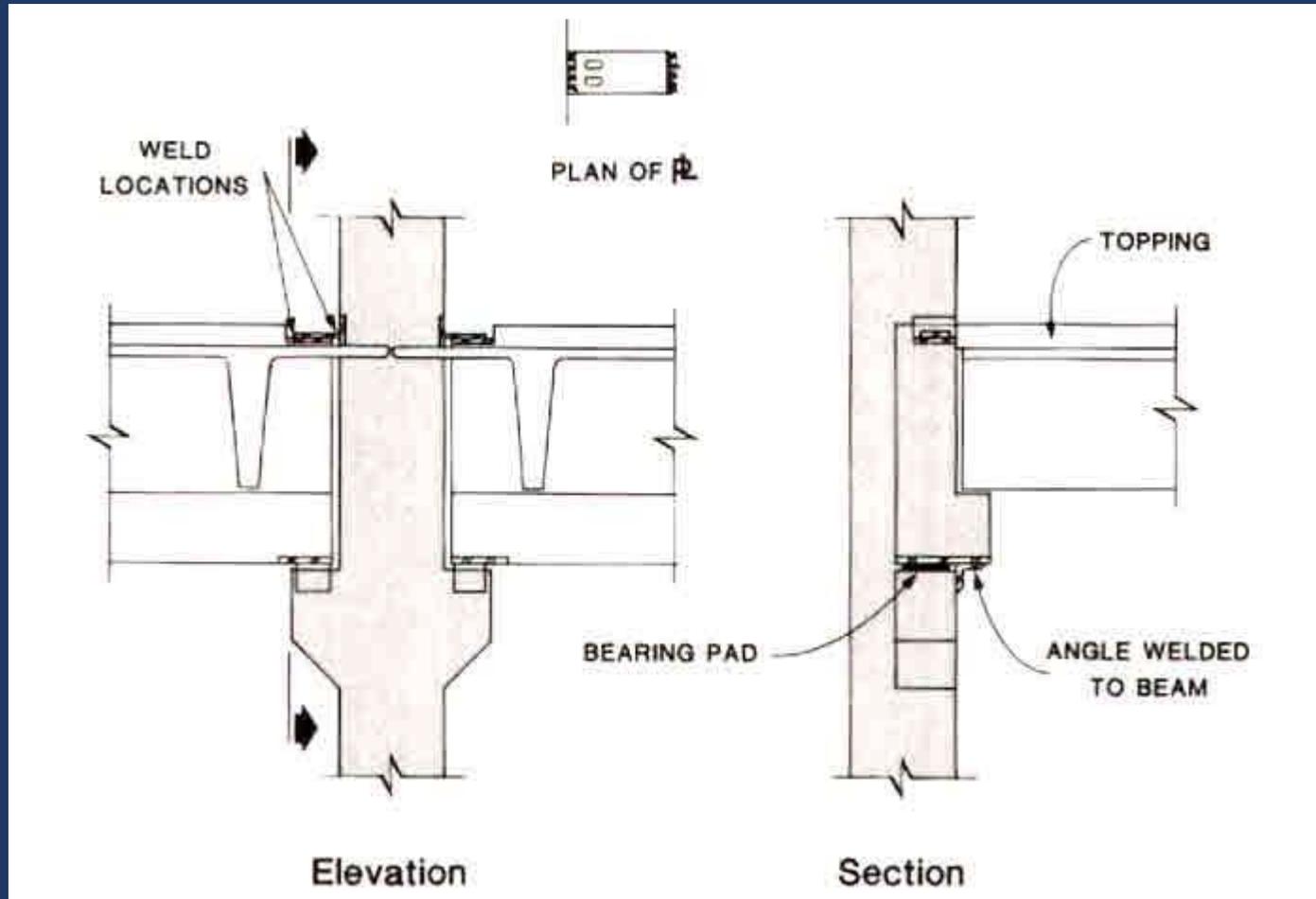
VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L



VIGAS:

Vigas de antepecho (spandrel beams): vigas L



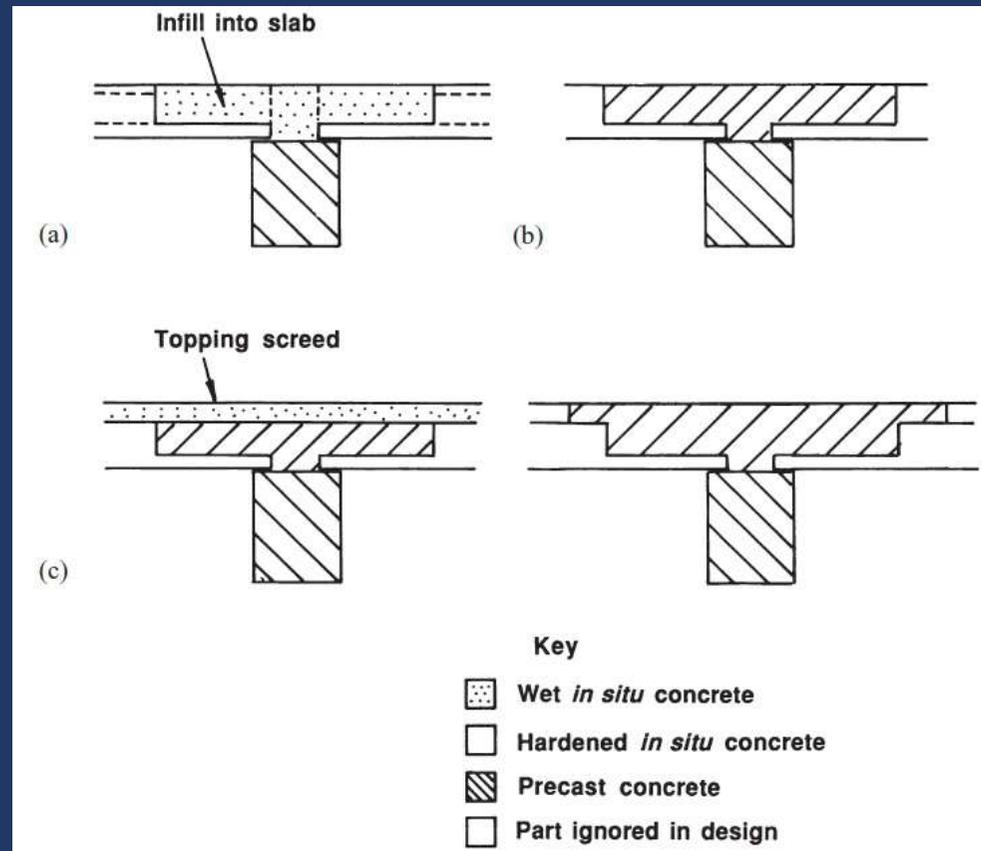
VIGAS COMPUESTAS:

Los estados límites de servicio (ELS) y últimos (ELU) se deben de verificar en todas las etapas de carga.

Dependiendo del procedimiento constructivo se podrían tener hasta tres etapas:

- Etapa 1: en esta etapa existen tensiones solamente en la viga prefabricada como resultado del pretensado, la relajación y la retracción (si la viga está pretensada), el peso propio de la viga, de la losa y del hormigón fresco o húmedo.
- Etapa 2: se rellenan algunos alvéolos y las juntas, en esta etapa existen tensiones en la viga prefabricada y en el hormigón de relleno (ya endurecido). Éstas se deben al peso propio de la carpeta de compresión en estado fresco más un margen de aproximadamente 1.5 kPa para la *carga de construcción*.
- tipos de geometrías;
- Etapa 3: las tensiones en esta etapa en la viga compuesta se suman a los anteriores. En esta etapa se encuentra endurecido el hormigón de la carpeta de compresión. Son el resultado de las cargas superpuestas y las sobrecargas de uso, la retracción diferencial, la fluencia y la relajación del acero (en caso de pretensado).

VIGAS COMPUESTAS:



(Tomada de Elliot and Jolly, 2013)

VIGAS COMPUESTAS:

Anchos efectivo:

- Si los alveolos se rellenan solo de forma intermitente, el ancho efectivo del ala de compresión debe tomarse igual al ancho de la viga prefabricada de apoyo (o soporte).
- En el casos que se rellenen todos los alveolos, el ancho efectivo del ala (basada en la altura total del hormigón in-situ) pueda considerarse igual a la distancia real entre los extremos del alveolo abierto.
- El ancho efectivo del ala en vigas compuestas se calcula con el Artículo 5.3.2.1 de la norma UNE-EN 1992-1-1 (2016).

VIGAS COMPUESTAS:

Cortante en regiones no fisuradas a flexión:

$$V_{Rd,c,comp} \leq \left(\sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} - \frac{V_{Ed1} S}{b_w I_y} \right) \frac{b_{w,c} I_{y,c}}{S_c}$$

$$\alpha_l = l_x / l_{pt} \leq 1$$

V_{Ed1} : la fuerza cortante de diseño debida al peso del elemento y la carpeta;

$V_{Rd,c,comp}$: la fuerza cortante resistente de la sección compuesta a la carga total;

I_y e $I_{y,c}$: momento de inercia de la viga simple y compuesta, respectivamente;

b_w y $b_{w,c}$: es el ancho de la sección transversal a nivel del eje centroidal o en la fibra de cambio de sección de la viga simple y compuesta, respectivamente (el peor);

S y S_c : momento de primer orden de la viga simple y compuesta, respectivamente;

σ_{cp} : es la tensión de compresión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de la sección o en la fibra de cambio de sección debido a la fuerza pretensado efectiva completamente desarrollada.

COLUMNAS:

- Aplicaciones en sistemas arriostrados y no arriostrados;
- secciones transversales;
- curado;
- montaje e izaje:
- pretensado.

El diseño de columnas prefabricadas se lleva a cabo en tres etapas

- manipulación y transporte en fábrica
- montaje en sitio y estabilidad temporal
- en servicio (propriadamente dicho)

COLUMNAS:

Manipulación, izaje y transporte en fábrica:

- resistencia mínima;
- puntos de izaje y relaciones luz-vano;
- montaje e izaje:
- Pretensado.

Manipulación, izaje y transporte en obra:

- sistema de perno y percha;
- montaje en sitio y estabilidad temporal;

Montaje de columna:

https://www.youtube.com/watch?v=FZw_zLNNZIk

<https://www.youtube.com/watch?v=avCQ0P435ks>

<https://www.youtube.com/watch?v=yQVcCpES9qk>

COLUMNAS:

Manipulación, izaje y transporte en obra:



COLUMNAS:

Estado límite último:

- Los pilares prefabricados están sujetos a fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes (la torsión de existir es en general una sollicitación secundaria);
- la armadura longitudinal de los pilares suele posicionarse hacia los vértices con arreglos de 1, 3 o 5 barras por cada esquina, aunque pueden utilizarse barras colocadas en el medio de lado.
- deben respetarse las distancias entre armaduras;
- en las estructuras con nudos articulados los momentos flectores son debidos a la carga excéntrica resultante de las reacciones en los extremos de las vigas;
- UNE-EN 1992-1-1 (2016), cláusula 2.4.3(2), para cada acción permanente debe aplicarse en toda la estructura tanto el valor de cálculo inferior como el superior.

Dicha excentricidad se calcula como:

$$e = h/2 + x_R \pm \Delta$$

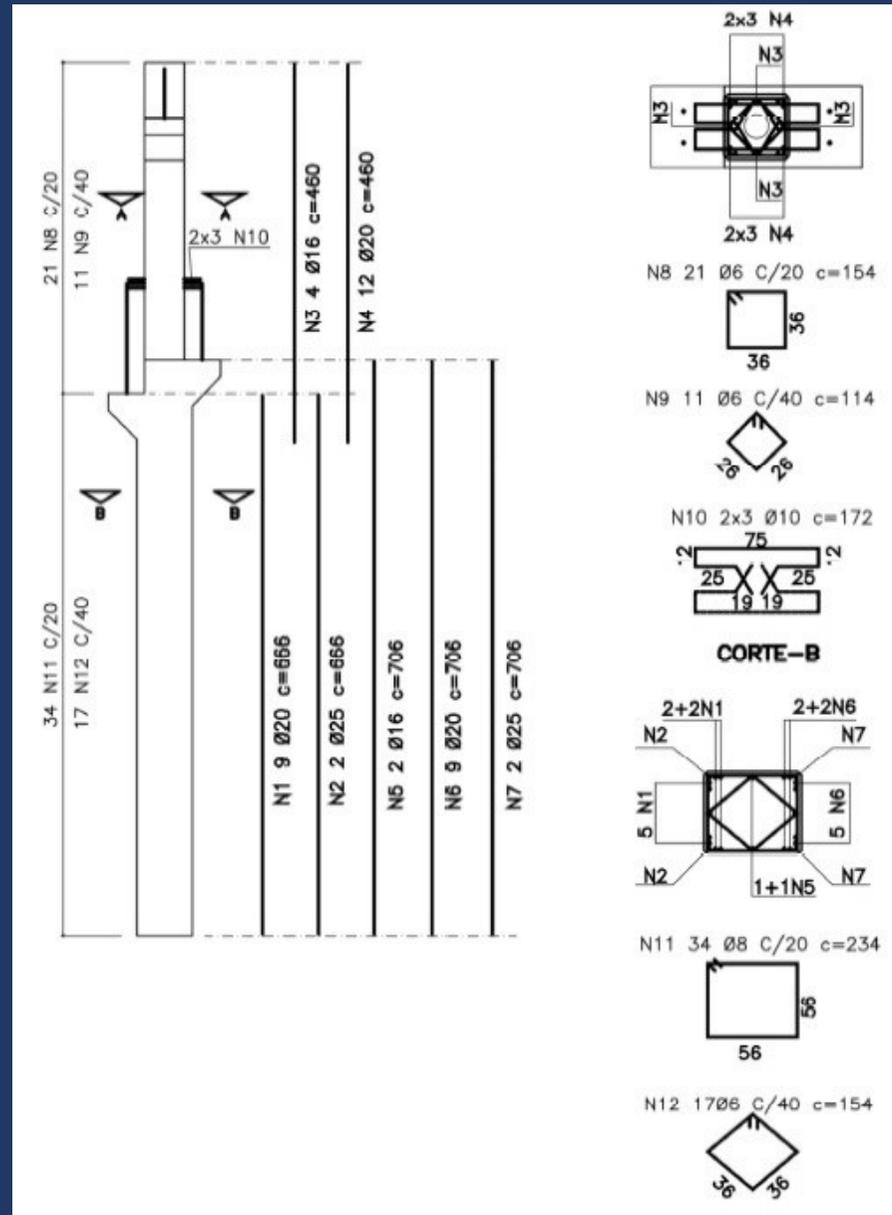
El *momento neto de vuelco* se obtiene del peor escenario posible cuando a la excentricidad de la mayor carga se le suma la tolerancia de construcción Δ y se le resta la excentricidad de la menor:

$$M_{net} = R_{m\acute{a}x}e_{m\acute{a}x} - R_{min}e_{min}$$

asumiendo que x_R no varía para la columna en consideración, el momento neto se escribe como:

$$M_{net} = (R_{m\acute{a}x} - R_{min}) \cdot e + (R_{m\acute{a}x} + R_{min}) \cdot \Delta$$

COLUMNAS:



COLUMNAS:

Estado límite último: UNE-EN 1992-1-1

La esbeltez λ se define como:

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

siendo l_0 la longitud efectiva e i el radio de giro de la sección de hormigón no fisurada.

La longitud efectiva del elemento se determina según el elemento pertenezca a un pórtico desplazable o indesplazable:

Para columnas aisladas en pórticos indesplazable:

$$l_0 = 0.5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)}$$

Para columnas no arriostradas:

$$l_0 = l \cdot \max \left(\sqrt{1 + 10 \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right)$$

COLUMNAS:

Estado límite último: UNE-EN 1992-1-1

La flexibilidad relativa de la columna k puede calcularse como:

$$k = \frac{\sum E I_c / l_c}{\sum 2E I_b / l_b}$$

donde $\sum E I_c / l_c$ representa la suma de las rigideces de las columnas que llegan al nudo (incluida la que se analiza) y $\sum 2E I_b / l_b$ representa la suma de las rigideces de las vigas que llegan al nudo teniendo en cuenta la fisuración de las mismas, es decir, considerando una inercia fisurada igual a un medio de la inercia bruta, esto es $I_b / 2$.

$k = 0$ es el límite teórico para la restricción rotacional de tipo rígida y $k = \infty$ representa el límite sin restricción alguna, es decir, una articulación.

COLUMNAS:

Estado límite último: UNE-EN 1992-1-1

Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si la esbeltez de la columna es menor que una esbeltez límite definida como:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

para columnas no arriostrados el valor límite de la esbeltez puede aproximarse como:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0.7 \cdot 1.1 \cdot 0.7}{\sqrt{\frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}}} = 10.78 \times \sqrt{\frac{A_c f_{cd}}{N_{Ed}}}$$

COLUMNAS:

- La estabilidad de las estructuras aporticadas con nudos articulados y no arriostradas es proporcionada completamente por las columnas diseñadas como voladizos para toda la altura de la estructura.
- El momento de vuelco se suma a los momentos de “pórtico” derivado del diseño de la columna a las cargas externas y el debido a la imperfección geométrica, pero no menos de $M_{min} = N_{Ed} \cdot \max(h/30 ; 20mm)$, siendo h el canto de la columna en la dirección del pandeo.
- El momento de vuelco máximo en cada columna es $\sum H_i h_i$, siendo H_i la reacción del diafragma de piso en cada columna y h_i es la altura efectiva de piso.

COLUMNAS:

El análisis de segundo orden para vigas-columnas es gobernado por la ecuación:

$$EIv''(x) = -\widehat{M}(x) - Nv(x)$$

siendo

$$\widehat{M}(x) = \widehat{M}_0 + H \cdot x$$

En el caso general de secciones de hormigón armado, el momento interno no puede ser expresado como una función lineal de la curvatura:

$$M = M(\kappa)$$

siendo

$$\kappa(x) = -v''(x)$$

si la viga-columna se divide en n segmentos de longitud $\Delta x = \frac{l}{n}$ y la curvatura la representamos con un vector que representa la curvatura en los puntos medios de los segmentos $\kappa_1, \dots, \kappa_n$:

$$v_i = \sum_{j=1}^{j=i} x_j \kappa_j \Delta x + \sum_{r=i+1}^{r=n} x_i \kappa_r \Delta x$$

Luego:

COLUMNAS:

Reordenando los términos puede escribirse un sistema pseudo-lineal de ecuaciones:

$$1\kappa_1 + 1\kappa_2 + 1\kappa_3 + \dots + 1\kappa_n = 2 \left(\frac{M_1 - \widehat{M}_1}{N\Delta x^2} \right)$$

$$1\kappa_1 + 3\kappa_2 + 3\kappa_3 + \dots + 3\kappa_n = 2 \left(\frac{M_2 - \widehat{M}_2}{N\Delta x^2} \right)$$

$$1\kappa_1 + 3\kappa_2 + 5\kappa_3 + \dots + 5\kappa_n = 2 \left(\frac{M_3 - \widehat{M}_3}{N\Delta x^2} \right)$$

$$\dots + \dots + \dots + \dots = \dots$$

$$1\kappa_1 + 3\kappa_2 + 5\kappa_3 + \dots + (2n - 1)\kappa_n = 2 \left(\frac{M_n - \widehat{M}_n}{N\Delta x^2} \right)$$

COLUMNAS:

Ejercicio:

Para el esquema estructural de la figura se pide el dimensionado de las columnas prefabricadas de hormigón armado. Considerar $f_{ck} = 30$ MPa y columnas de sección cuadrada de 400×400 mm. Analizar la estructura en su plano. Suponer la acción de diafragma rígido.

- 1) Aplicar alguno de los métodos propuestos por la UNE-EN 1992-1-1 para el análisis de segundo orden.
- 2) Comparar los resultados con el método de la columna modelo visto en clase.

Nota: el objetivo de este ejercicio es la aplicación de soluciones simples que permitan obtener un dimensionado seguro en lugar de la aplicación de métodos rugosos de análisis.

