



GERDAU
CORSA
El futuro se moldea

ESTRUCTURAS COMPUESTAS

Gerdau Corsa. El futuro se moldea.

gerdaucorsa.com.mx



CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

ÍNDICE

1. Introducción
2. Usos de construcción compuesta
3. Tipos de construcción compuesta
4. Estados límite de falla
5. Diseño de acuerdo con las Especificaciones IMCA 5ta. edición

CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

Métodos DEP / DFCR



1 INTRODUCCIÓN

En esta parte de diseño se tratarán los elementos estructurales que trabajan en conjunto con concreto reforzado. Se habla de columnas compuestas cuando se utilizan perfiles de secciones abiertas tales como los IR ó IS embebidas en secciones de concreto reforzado o de columnas de sección hueca del mismo modo embebidas o en este caso rellanas de concreto reforzado. Del mismo modo, podemos hablar de elementos vigas o largueros que se encuentren embebidos o que soportan losas de concreto reforzado. Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

En la actualidad existe un uso variado de estos sistemas, se utilizan para poder optimizar las estructuras, para rehabilitar algunas estructuras que han sufrido algún tipo de daño y darles mayor resistencia y para incrementar las cargas en edificios existentes.

2 USOS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La construcción compuesta se habla de la utilización de 2 materiales trabajando simultáneamente para entregar un resultado más óptimo que trabajando manera individual. A continuación, se hablan únicamente de los materiales de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación trabajando de manera conjunta con concreto reforzado.

El término "Construcción compuesta" es aplicable tanto al caso de elementos estructurales compuestos de acero y concreto reforzado en que ambos materiales trabajan conjuntamente (aunque el concreto reforzado ya por si solo se puede hablar de construcción compuesta).

2.1 VENTAJAS PRINCIPALES DEL USO DE LOS SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

- **Optimización del material.** Dado que el sistema trabajará en conjunto, la denominada capa de compresión en un sistema de piso, así como la propia columna reforzada con varilla permiten que la cantidad de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación se menor para cubrir las solicitaciones.
- **Claros libres más grandes.** Ciertamente por el uso del sistema compuesto podremos cubrir longitudes más amplias con menor cantidad de acero, sin embargo, es importante cuidar las solicitaciones de servicio ya que un sistema de este tipo puede ser vulnerable a vibraciones excesivas.
- **Mayor resistencia a la corrosión.** Como el perfil metálico queda ahogado en el concreto puede disminuir la velocidad de corrosión atmosférica debido a la falta de reposición del oxígeno y a la nula inclusión de agua lo cual produce el fenómeno de oxidación y corrosión.
- **Mayor resistencia a incendios.** Del mismo modo al punto anterior, en ocasiones se necesita que la protección contra fuego sea de un cierto número de horas, los perfiles embebidos requieren de menos protección de este tipo ya que el concreto reforzado permite aislar el calor por un lapso de tiempo más amplio que el de alguna pintura intumescente, esto no quiere decir que además se coloque este tipo de protección a base de pinturas.

- **Rapidez de construcción.** Las estructuras que son exclusivamente de concreto reforzado tienden a tener un avance lento debido a que debemos esperar a que fragüe el material para continuar con los demás procesos. La construcción compuesta permite agilizar el montaje ya que lo metálico puede atornillarse y avanzar en los múltiples pisos, sin restricción de esperar a que el concreto termine su proceso de fraguado.

- **Menor costo de construcción.** Los costos dependen en totalidad de la oferta y la demanda, aunque deberá hacerse un estudio más profundo para determinar este tema, el “cuándo construir en acero” de GERDAU CORSA se muestra la metodología pertinente para tomar la mejor decisión.

2.2 Desventajas de la construcción compuesta.

Existen también algunas desventajas de la construcción compuesta que deben mencionarse:

- *Lograr que el concreto y el acero trabajen en conjunto requiere normalmente del uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto al caso de la construcción convencional en acero o de concreto reforzado por separado. Aunque hoy en día se puede mitigar esta desventaja con el uso de canales como conectores que desarrollan la misma función que el conector especial.*

- *Durante el proyecto, la resistencia despreciable a la tensión del concreto agrega un grado de complejidad a la hora de determinar la rigidez de los elementos estructurales. Además, el efecto de fenómenos como la fluencia lenta o creep y la retracción del concreto puede ser mayor que en el caso de estructuras de concreto reforzado.*

- *Durante la construcción, es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto reforzado y construcción en acero), trabajando al mismo tiempo, lo que complica la programación y ejecución de la obra. En este caso, cada día somos más especialistas en este tipo de construcción y esta desventaja se aminora con el entendimiento de ambas partes.*

Lo que define a la construcción compuesta es el trabajo simultáneo de 2 materiales con características y comportamientos diferentes, es decir, que en un elemento compuesto la respuesta estructural a las solicitaciones de carga será al mismo tiempo y como una sola pieza, y en el caso de sistemas estructurales, los elementos de concreto reforzado y elementos de acero estructural trabajan conjuntamente para resistir las solicitaciones. Para ilustrar este concepto se considera la siguiente figura. La Figura 1 de la izquierda representa una viga en la que el acero estructural y el concreto reforzado actúan independientemente, es decir, no hay acción compuesta y se puede verificar que el diagrama de esfuerzos de cada elemento del sistema es a tensiones y compresiones por aparte, esto ocasiona a que la losa contenga tensiones y el armado de ella sea con acero de refuerzo, al mismo tiempo en el diagrama de la sección metálica la parte de compresión puede llegar a sufrir pandeos que ya se han tratado en los otros temas dentro de esta misma publicación. En contraste, la figura de la derecha muestra una viga en que sí hay acción compuesta y aquí se aprovecharán todas las ventajas de cada material, propiciando que el concreto trabaje bajo efectos de compresión y el armado de dicha capa de compresión será exclusivamente por efectos de temperatura y el acero bajo efectos de tensión.

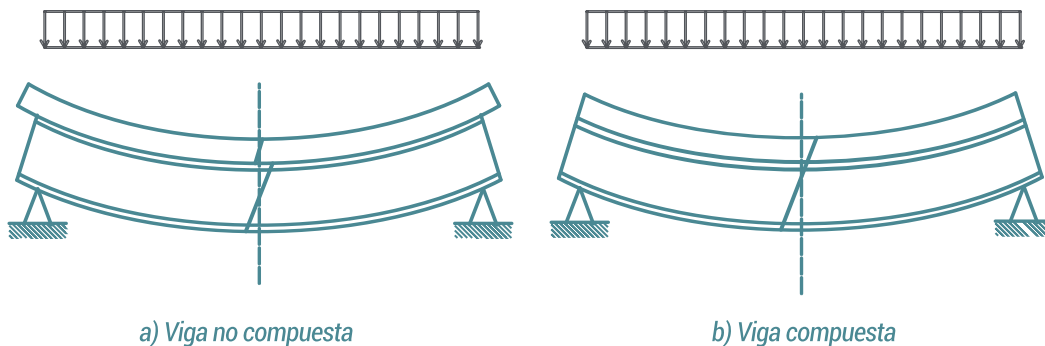


Figura 1. Comparación de vigas deformadas con y sin acción compuesta

Para que ocurra acción compuesta es necesario que haya transmisión de esfuerzos entre el acero y el concreto y viceversa. Los mecanismos típicos de transmisión son:

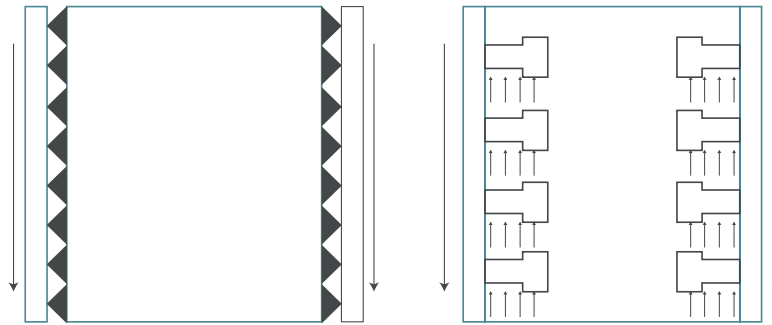


Figura 2. Adherencia y anclaje mecánico entre el acero y el concreto reforzado.

- **Adherencia:** Se define como la aglutinación o al pegamiento físico de distintos elementos, en el caso de la construcción compuesta es el vínculo por fricción entre una superficie de acero y una de concreto. Su resistencia es limitada.
- **Unión mecánica:** Son las que transmiten esfuerzos de un elemento a otro a través de herrajes o conectores en construcción compuesta se logra a través de pernos conectores de cortante de barra con cabeza, embebidos en el concreto reforzado y soldados a la viga de acero y que también puede ser desarrollada con conectores metálicos de tipo canal CE o de ángulo LI. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente.

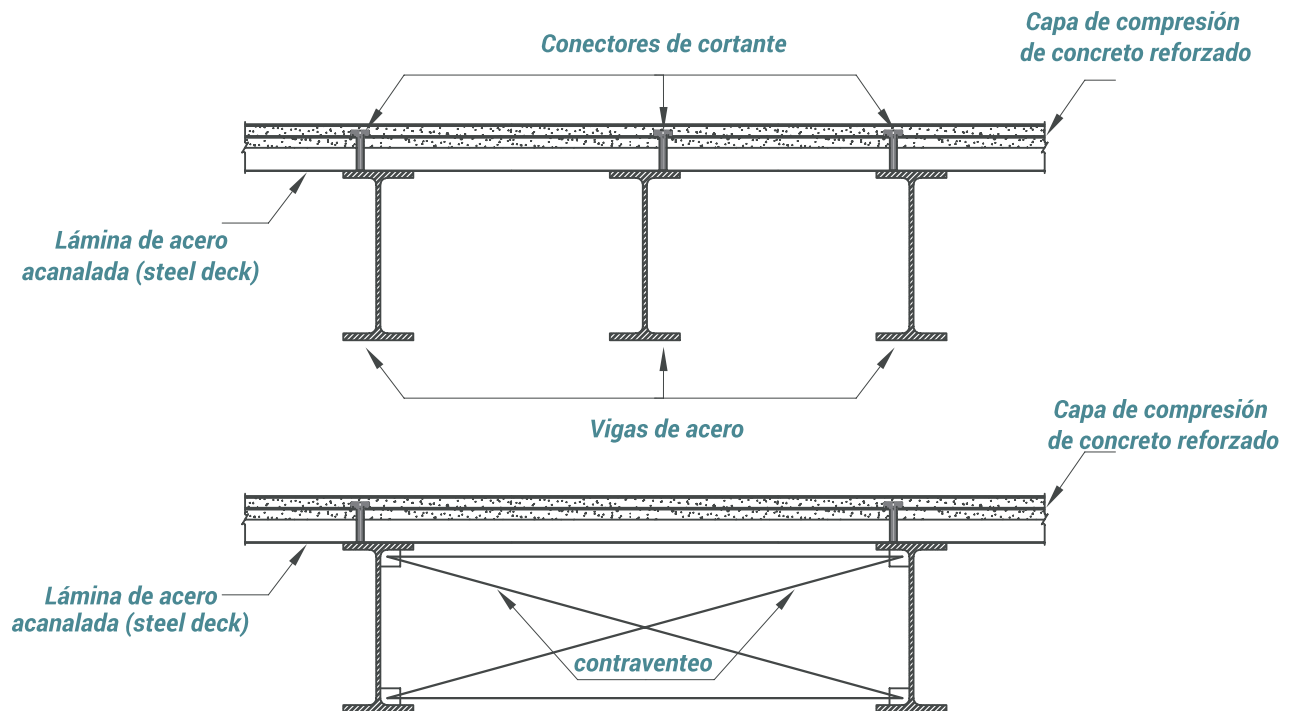


Figura 3. Sistemas de piso compuestos acero concreto.
Vigas de acero que soportan una losa de lámina de concreto, sin y con diagonales de contraventeo (estructuras de puentes).

La construcción de puentes fue la primera en comenzar a utilizar construcción compuesta. Las figuras muestran cortes transversales de estructuras de puentes, donde normalmente las secciones anteriores de acero en conjunto con la losa de concreto reforzado se consideran como un solo elemento.

La construcción compuesta se utiliza cada vez más en edificios urbanos, normalmente combinando elementos estructurales convencionales y compuestos.

- **Losa de concreto reforzado sobre láminas de acero acanaladas.**

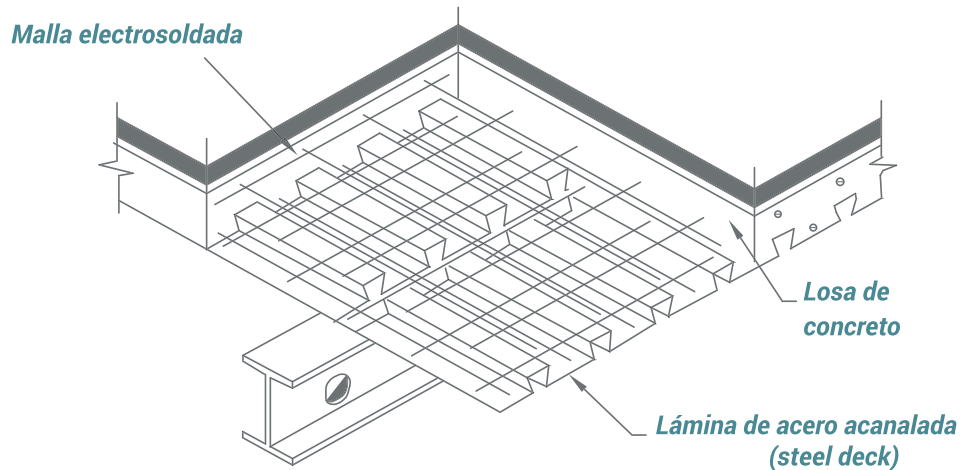


Figura 4. Sistema de piso compuesto acero-concreto típico en edificios convencionales (losa colada sobre un sistema de lámina acanalada).

En edificios urbanos, es práctica común, la utilización de losas de concreto reforzado compuestas, donde el concreto se coloca sobre una lámina de acero acanalada, la que adiciona rigidez al sistema de piso. En edificios de acero la losa se apoya sobre vigas interiores o secundarias de acero estructural las que también actúan en forma compuesta con la losa.

En ocasiones se confunde el término de sistemas compuestos con el de sistemas mixtos, la diferencia consiste en el modo de trabajo del sistema en conjunto, como ya se mencionó anteriormente, el sistema compuesto tiene la particularidad de trabajar de manera simultánea transformándose en una sección que deja de ser de acero puro o de concreto reforzado puro, si no, una sección transformada que brinda otras propiedades que de materiales individuales. Por otro lado, el sistema mixto, quiere decir que existen sistemas con elementos de concreto reforzado y con elementos de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación que desarrollan un trabajo independiente en características de materiales puros, como ejemplo de esto es, un sistema estructural que esté a base de columnas de concreto reforzado y traveses de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación.

3 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La construcción compuesta puede dividirse en dos tipos principales:

El primer tipo consiste en la utilización de elementos compuestos hechos de acero y concreto reforzado, en que ambos materiales responden como uno solo ante solicitaciones externas. En este caso, es necesario asegurar que las cargas pueden transmitirse del acero al concreto reforzado y viceversa con la utilización de un conector de cortante capaz de hacer dicha transmisión.

El segundo tipo corresponde a sistemas estructurales que combinan elementos estructurales de acero, de concreto reforzado, e incluso compuestos de tipo 1, los que se conectan entre sí para resistir las solicitaciones que obran en la estructura. Sistemas mixtos combinados con sistemas compuestos.

De acuerdo con su configuración:

- **Viga de acero que soportan una losa de concreto reforzado.**

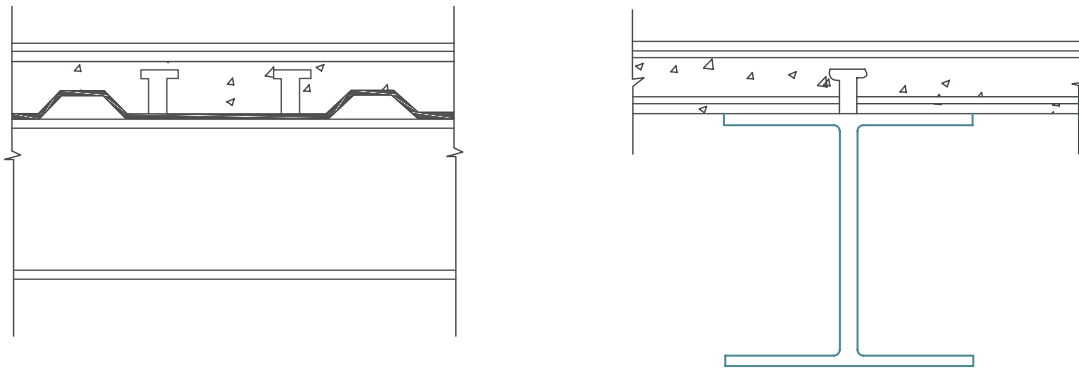


Figura 5. Vigas compuestas interconectadas para trabajo conjunto.

- **Losas de concreto reforzado sobre lámina de acero acanalada (Losacero).**

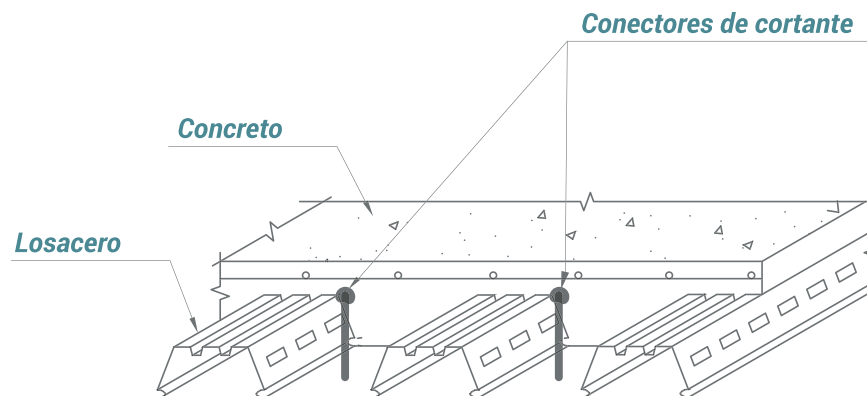


Figura 6. Lámina de acero acanalada (steel deck).

- Secciones huecas o "I" rellenas o embebidas en concreto reforzado.

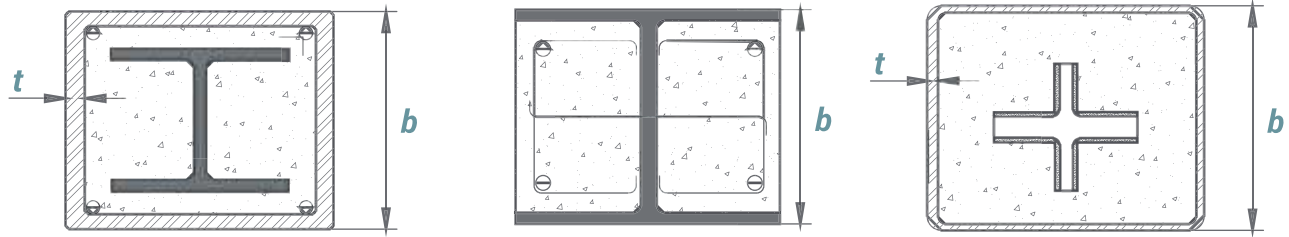


Figura 7. Columnas compuestas acero-concreto perfiles de acero embebidos en concreto reforzado.

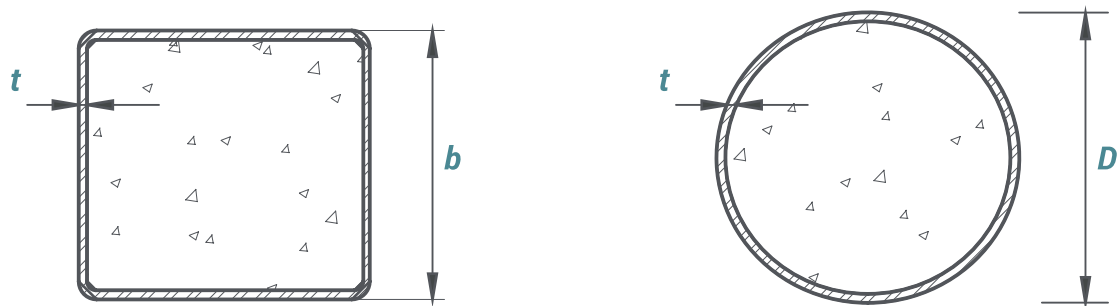


Figura 8. Columnas compuestas acero-concreto perfiles rellenos de concreto.

- **Perfiles de acero embebidos en concreto:** Un perfil de acero o una lámina de acero acanalada que está total o parcialmente rodeada de concreto reforzado. Puede estar adherida o no al concreto circundante. El concreto restringe el pandeo local del perfil de acero y provee protección contra el fuego.

- **Perfiles tubulares de acero rellenos de concreto:** Perfiles rectangulares, cuadrados o circulares que se rellenan de concreto. No requieren cimbra y si bien no están recubiertos por el concreto, el relleno les da una mayor resistencia al fuego al actuar como disipador del calor.

De acuerdo con su función:

- **Vigas compuestas:** Perfiles IR que soportan una losa de concreto reforzado, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

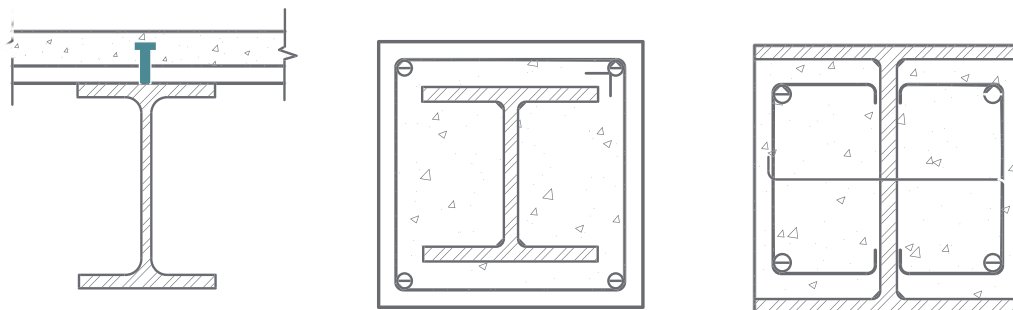


Figura 9. Vigas compuestas típicas.

• Columnas compuestas

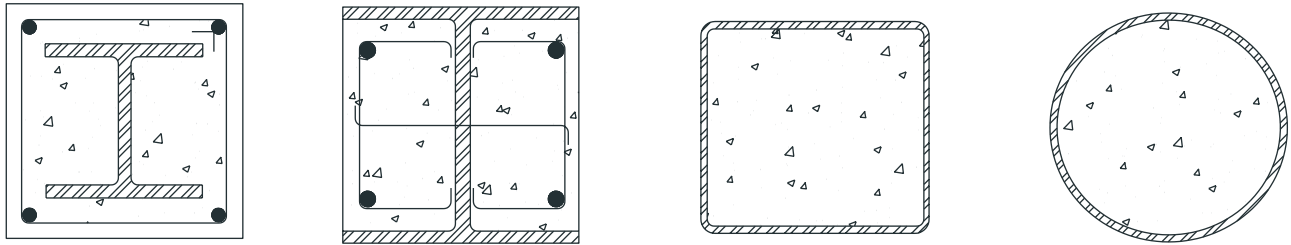


Figura 10. Vigas compuestas típicas.

• Losas compuestas acero-concreto reforzado.

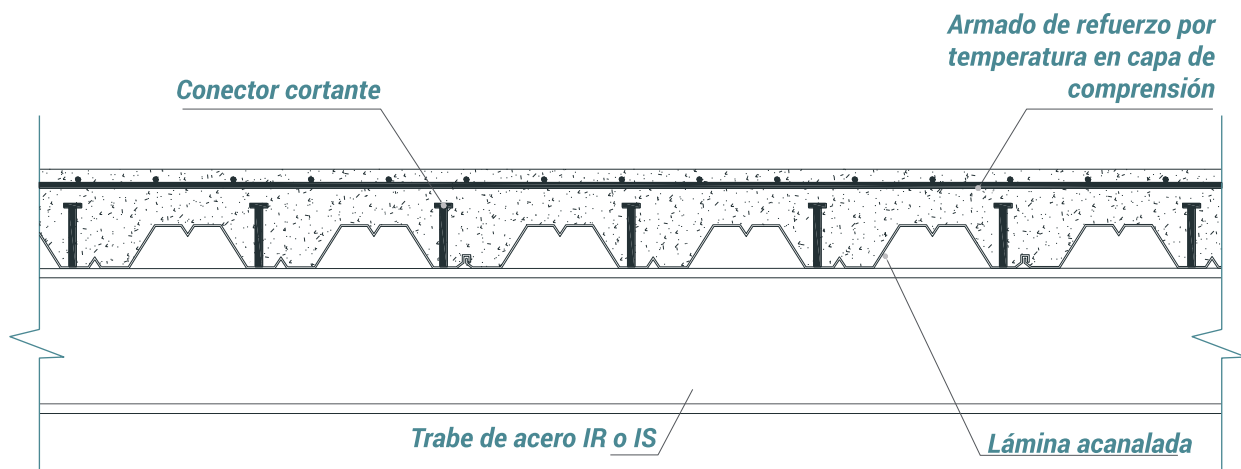


Figura 11. Lámina de acero acanalada (steel deck).

• Contraventeos compuestos.

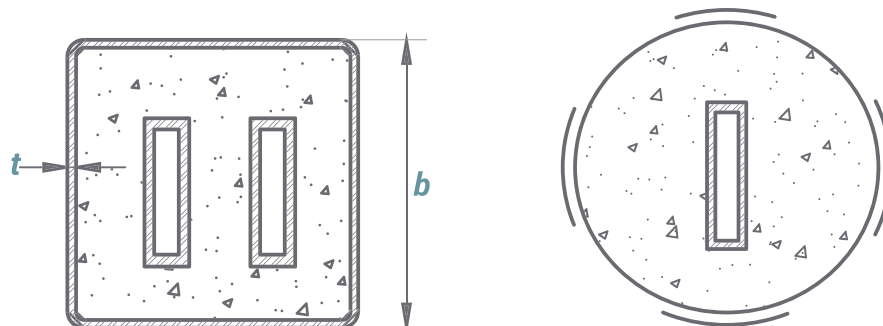


Figura 12. Contraventeos compuestos.

Contraventeos compuestos: Como ya lo hemos visto, estos elementos trabajan bajo efectos de cargas axiales (tensión y compresión), y sobre todo dan estabilidad lateral a las estructuras en solicitaciones accidentales. Ejemplo es el contraventeo de pandeo restringido donde el núcleo de acero, en general una placa de acero está rodeado de una camisa de concreto reforzado, la que a su vez está contenida en un perfil tubular. El elemento de acero no se encuentra adherido al elemento de concreto reforzado.

sin embargo, el elemento de concreto reforzado que se encuentra confinado impedirá que el elemento de acero sufra pandeo.

Uno de los sistemas compuestos más comunes consiste en reemplazar las columnas de acero de un marco rígido por columnas compuestas, que pueden estar embebidas o rellenas de concreto reforzado. La rigidez y resistencia que proporciona este nuevo sistema permite que las secciones de manera global resulten de menores dimensiones, inclusive en secciones de relaciones ancho/espesor esbeltas ya que el confinamiento impedirá que ocurran pandeos locales.

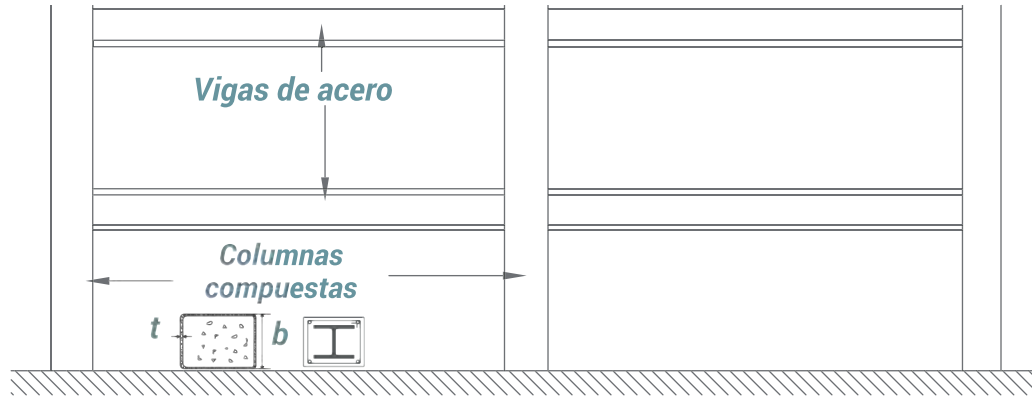


Figura 13. Marco rígido compuesto.

- Marco con diagonales de contraventeo de pandeo restringido.

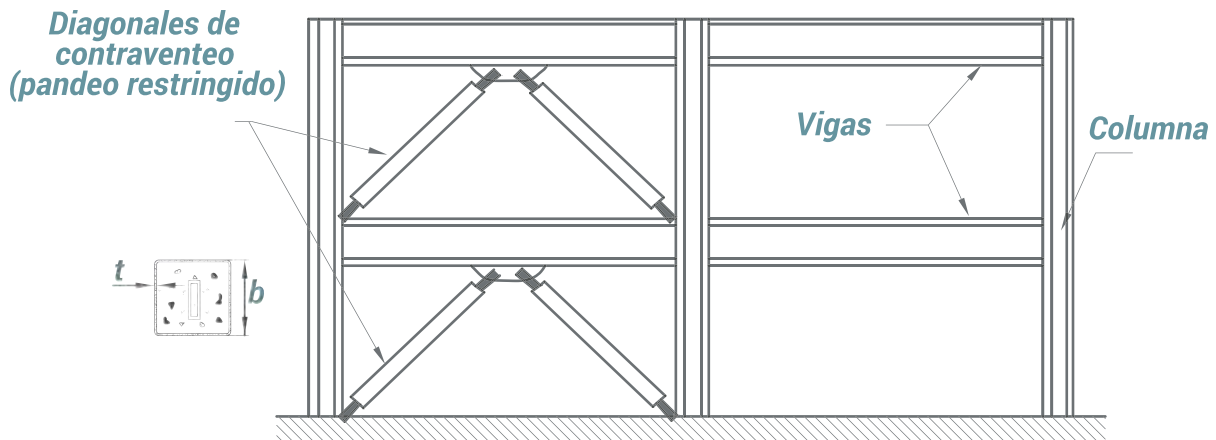


Figura 14. Marco rígido con diagonales de contraventeos concéntricos compuestos.

Recientemente, se ha tenido especial interés en el uso de marcos con contraventeo con diagonales de pandeo restringido. Este tipo de sistemas permite usar la capacidad de los contraventeos tanto en tensión como en compresión. Debido a que el pandeo está restringido, los contraventeos pueden estar sometidos a varios ciclos de deformación inelástica sin perder capacidad ni generar fracturas.

Otro sistema novedoso consiste en la utilización de vigas acopladas compuestas entre muros de concreto reforzado. La placa de acero embebida soporta el cortante, generalmente alto, que se genera en estos elementos cortos, mientras que el concreto reforzado resiste la flexión. Los muros de concreto reforzados acoplados presentan desplazamientos menores que los muros de concreto reforzado y trabajan independientemente, conectados solamente por las losas de concreto reforzado.

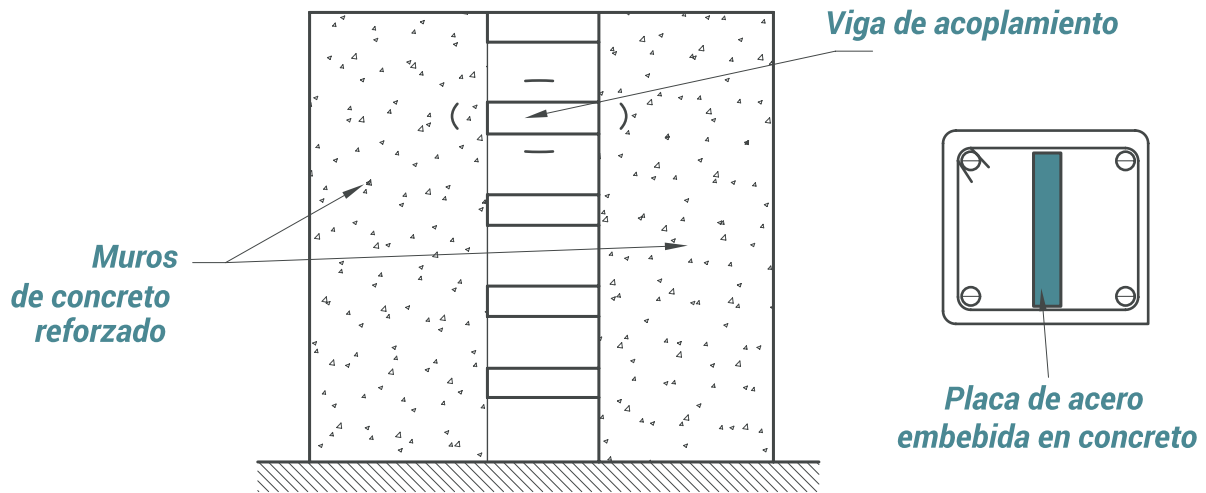


Figura 15. Muros de concreto reforzado con vigas acopladas compuestas.

• De resistencia:

- Falla por compresión del concreto reforzado.
- Plastificación del acero.
- Pérdida de acción compuesta.

A continuación se describen las características de los elementos compuestos a través de la ocurrencia de los posibles estados límite o modos de falla. Para efectos de claridad, se ilustrará cada estado límite para el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado, haciendo notar cuando algo no sea aplicable a los otros tipos de elementos compuestos.



4 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Los posibles estados límite para la sección transversal son:

4.1 FALLA DEL CONCRETO REFORZADO POR COMPRESIÓN

Esta falla se presenta cuando el esfuerzo de compresión que se presenta en el concreto reforzado alcanza el valor de resistencia a la compresión simple f'_c antes de que el perfil metálico sufra plastificación o algún otro tipo de falla. En este caso se hablaría de una falla repentina en el concreto y propiciaría el trabajo individual de la viga de acero la cual experimentaría una componente de compresión y pudiera tener una falla individual tal y como se presentó en el tema de elementos sujetos a flexión pura. Esta falla se presentará cuando el área de compresión en conjunto con su resistencia a la compresión simple tiene menor resistencia que la tensión que soporta el perfil metálico.

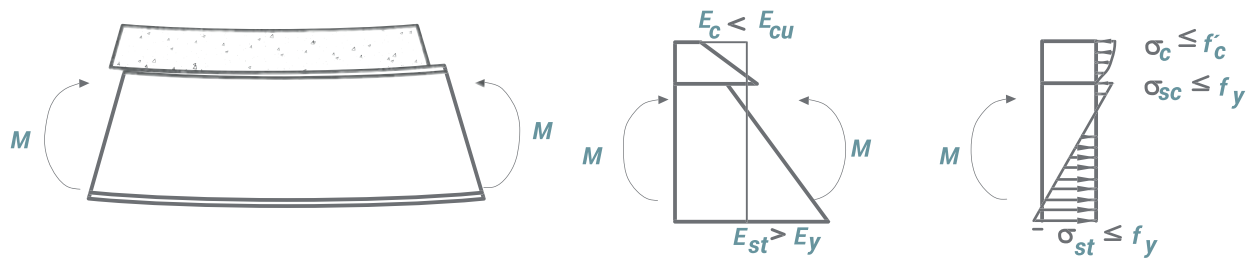


Figura 16. Falla por compresión del concreto reforzado.

4.2 FALLA POR FLUENCIA DEL PERFIL METÁLICO

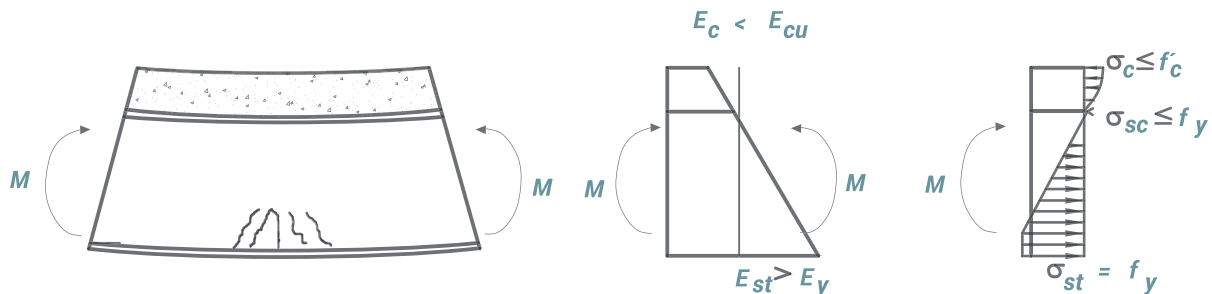


Figura 17. Distribución de los esfuerzos y las deformaciones en la sección plastificada.

Este modo de falla se trata de que el perfil de acero desarrolle su capacidad a fluencia, es decir, que el esfuerzo de tensión que se encuentra en el sistema compuesto alcance a igualar el esfuerzo de fluencia del acero momento en el cual los átomos que constituyen los materiales dependerán impidiendo que las deformaciones sean recuperables, esto ocurrirá antes de que el esfuerzo de compresión simple del elemento de concreto reforzado suceda.

4.3 PÉRDIDA DE LA ACCIÓN COMPUESTA

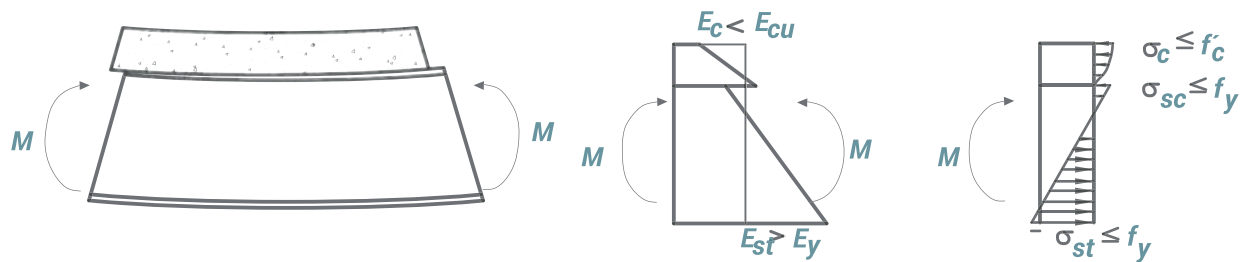


Figura 18. Pérdida de acción compuesta.

La falla se presentará cuando el elemento denominado “conector” tiene una falla al desarrollar la interfaz entre el elemento de concreto con el elemento de acero. En este caso el elemento deberá ser capaz de resistir el mínimo de las resistencias del elemento de concreto reforzado ó el elemento en tensión para que de este modo se produzca la interfaz entre ambos materiales para trabajar en conjunto.

Se habla de “acción compuesta completa” si los elementos encargados de transmitir esfuerzos entre el concreto y el acero están diseñados para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al determinar distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Se refiere a “acción compuesta parcial”, si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores de cortante los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial.

En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa de concreto y el perfil de acero.

4.4 CRITERIO DE RESISTENCIA

- Estados límite de sección
- Inestabilidad global (pandeo, pandeo lateral-torsional)

De servicio:

- Agrietamiento excesivo
- Deformación excesiva
- Vibración excesiva

Los estados límite para las secciones compuestas al igual que las estructuras convencionales serán el estado límite de falla el cual considera la falla por plastificación del acero, falla por compresión del elemento de concreto reforzado, la interacción entre los 2 materiales y la inestabilidad del conjunto (pandeo general, pandeo lateral torsional, fracturas, aplastamiento, etc.). Del mismo modo se revisará el estado límite de servicio el cual sirve como estado límite de funcionamiento en el cual deberán incluirse fisuración, deformación y vibración excesivas.

4.4.1 Inestabilidad Global.

- Pandeo General de una columna compuesta

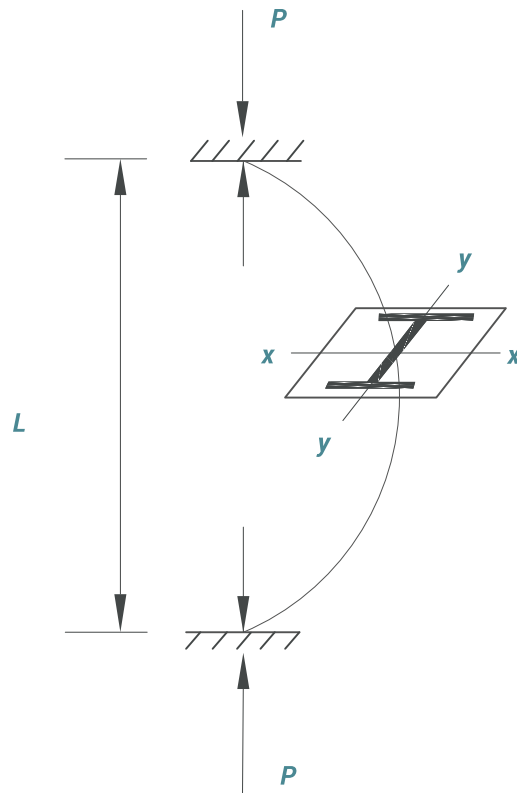


Figura 19. Pandeo general de una columna compuesta.

- Pandeo lateral torsional

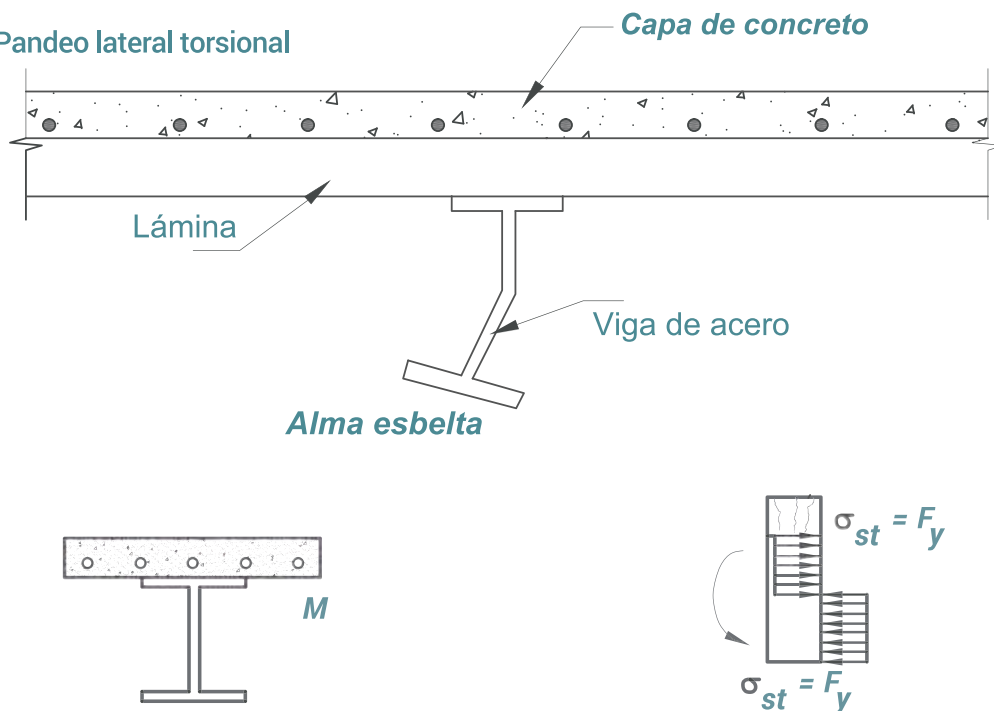


Figura 20. Inestabilidad general de vigas compuestas

Cuando se habla de los elementos en flexión, el sistema de piso provee de soporte lateral, además, hablando de vigas en las que una porción de la compresión se encontrará en parte del perfil, la colocación de los conectores de cortante impide que sufra un pandeo lateral en presencia de momento positivo.

Cuando se tiene un sistema de traveses o vigas en los que las conexiones extremas se encuentran rígidas se podrá presentar un momento negativo, es decir, que el patín inferior que no está ligado al sistema de piso contenga el par de fuerzas en compresión generado por la flexión, salvo que se tomen precauciones especiales, la resistencia está dada por la resistencia de la trabe o viga de acero solamente, considerando todos los efectos de inestabilidad local y global, sobre todo si el alma es no compacta o esbelta en la que la trabe o viga será incapaz de desarrollar la plastificación y su diseño estará establecido por el capítulo F de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

4.4.2 CRITERIO DE SERVICIO

- **Agrietamiento excesivo (vigas):**

- * Fisuración es inevitable
- * Efecto sobre durabilidad y apariencia
- * Importa fisuración debido a cargas sostenidas
- * Lograr fisuración distribuida a través de:

- Armado mínimo
- Límites en diámetros y espaciamiento de barras.

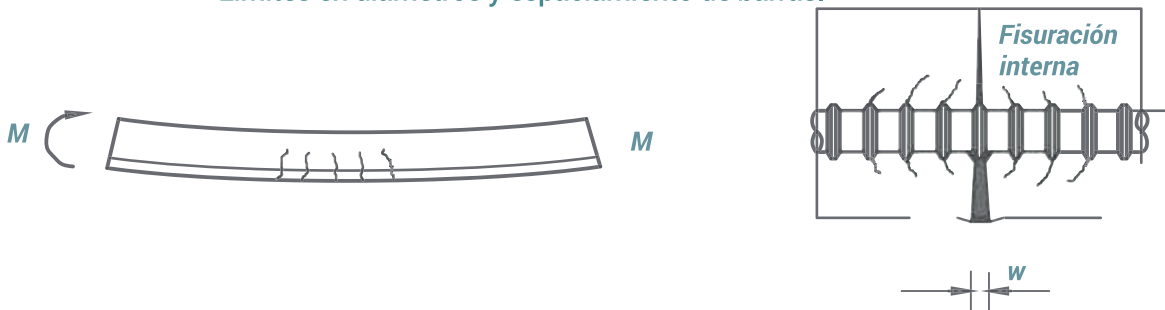


Figura 21. Agrietamiento en vigas de concreto reforzado.

Las grietas son un efecto común que aparece en el concreto reforzado, ocasionado por efectos de tensión ocasionados por las fuerzas a las que están sometidos, hay rangos aceptables de fisuras en estas fallas. Si se pretendiera evitar la presencia de fisuras en elementos de concreto reforzado, dicho refuerzo sería excesivo y por consiguiente antieconómico.

El agrietamiento tiene un efecto potencialmente negativo sobre la durabilidad y la apariencia de los elementos de concreto reforzado. La presencia de fisuras profundas permite la entrada de humedad en el acero de refuerzo y con el tiempo ocasionará oxidación y corrosión del mismo, esto será grave desde el punto de vista de comportamiento en la fragilidad del elemento, es sabido que el concreto no es capaz de resistir fuerzas de tensión, por lo que comenzará a romperse por la inexistencia del acero al estar corroído. En lo que respecta a la apariencia, está relacionado con la visibilidad de los ocupantes, y representa de mucha importancia para los efectos psicológicos de sentirse inseguros en la edificación.

El ancho de la fisura variará con las acciones que actúan en el elemento estructural. Los anchos de las fisuras resultantes de cargas transitorias particularmente pesadas no son significativos en lo que a la durabilidad se refiere; más bien es el efecto de cargas permanentes (o "casi permanentes"), lo que es relevante en este sentido.

Un objetivo general para controlar las fisuras es obtener un agrietamiento uniforme o distribuido. Es preferible tener un gran número de fisuras pequeñas que un pequeño número de fisuras anchas. Para lograr este objetivo se establecen armados mínimos, así como diámetros y espaciamientos límite para prevenir la formación de fisuras anchas.

La mayor problemática de la presencia de fisuras será en el caso de columnas embebidas y en el caso de trabes que trasladan tensiones a la losa en presencia de momentos negativos, para contrarrestar este efecto se recurre a la utilización de armados mínimos o de refuerzos por temperatura, ya que las dilataciones y contracciones por efectos de cambios de clima pueden repercutir en la presencia de grietas.

Deformación excesiva

La deformación excesiva estará limitada por:

- Condiciones de uso.
- Daño a elementos no estructurales.
- Aceptabilidad (estancamiento de agua, estética).
- Otros.

El estado límite de deformación de servicio se alcanza cuando una flecha alcanza un límite determinado por:

- Idoneidad para el uso que se le pretende dar.
- Daños a componentes no estructurales.
- Deformación de la estructura o componentes más allá de los límites de aceptabilidad, por ejemplo, resultante en el estancamiento del agua de lluvia o en una estética inaceptable.
- Otras formas posibles de incapacidad de servicio.

Al mismo tiempo será difícil preverla por la complejidad en determinar un valor numérico por lo siguiente:

- Rigidez variable (agrietamiento, acero de refuerzo).
- Módulo de elasticidad cambia con el tiempo y condiciones de curado.
- Método de construcción.
- Fluencia lenta (*creep*) y retracción.
- Desfase de cortante.
- Deslizamiento en interfaz acero-concreto reforzado.

Las deformaciones de elementos mixtos no pueden obtenerse con un sencillo modelo elástico debido a factores que incluyen:

- La variación en la rigidez de elementos, debido al agrietamiento y variaciones en las áreas de acero de refuerzo.
- La variación, a lo largo del tiempo, del módulo de elasticidad para el concreto.
- El método constructivo utilizado, es decir, si los elementos se van a apuntalar o no.
- La retracción y fluencia lenta del concreto, que afectan las deformaciones a largo plazo del elemento.
- El deslizamiento del plano de unión acero-concreto reforzado, si la acción compuesta es incompleta.
- El desfase de cortante, es decir la no uniformidad de las tensiones a una altura determinada.

A pesar de la variedad de parámetros que tienen una influencia sobre las deformaciones, es posible estimar su magnitud utilizando medios relativamente sencillos. En el cálculo de deformaciones en edificios, normalmente bastará con considerar las deformaciones bajo combinaciones típicas de carga y asumir que ésta es de larga duración.

Vibración excesiva

Limitada por:

- Incomodidad de usuarios.
- Daño a elementos no estructurales.
- Condiciones de operación de equipos.
- Otros.

Parámetro principal. Como ya se mencionó en este documento, la construcción compuesta tiene la ventaja de disminuir las dimensiones de los elementos estructurales, a razón de que el concreto le aporta resistencia al conjunto del sistema con acero, sin embargo, al tener elementos de menores dimensiones las deformaciones presentadas podrán producir vibraciones excesivas ocasionadas por el desarrollo de las actividades propias en el interior del edificio. Estas vibraciones pueden estar limitadas por:

- Incomodidad para los usuarios debido a la sensación de inseguridad.
- Posible daño a elementos no estructurales como plafones, muros divisorios de tablaroca, vidrios, etc.
- El correcto funcionamiento de equipos de precisión que requieran vibraciones mínimas.

Para comprender matemáticamente la vibración deberemos asociarlo con la frecuencia natural de los sistemas. La vibración está limitada por parámetros presentados en la guía 11 del AISC, sin embargo, esta guía se encuentra acotada para analizar únicamente las actividades humanas. Comúnmente se acepta que la frecuencia natural mínima en una viga o trabe de piso sea de 4 Hz (ciclos por segundo).

La consideración de masa del sistema se determinará del análisis de carga muerta más el 10% de la carga viva. Todos aquellos elementos que representen en un aumento del amortiguamiento de la estructura deberán despreciarse para el análisis de la vibración.

La frecuencia natural se determina aplicando la fórmula que se indica a continuación:

$$f_r = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

Donde δ es la deformación instantánea (mm), resultante de los análisis de carga muerta y viva. En el caso de la deformación de vigas compuestas podrá reducirse en un 10% para tomar en cuenta la rigidez dinámica del sistema compuesto.

En la práctica, la masa de la estructura del sistema de piso es tal, que el esfuerzo excitador es demasiado pequeño, por lo que la respuesta de la estructura es correspondientemente pequeña. En muchas circunstancias puede demostrarse que la frecuencia natural de la estructura del sistema de piso (vigas principales, secundarias y losa de concreto reforzado), podría reducirse a 3 Hz.

• Propiedades del acero estructural

Módulo de elasticidad:

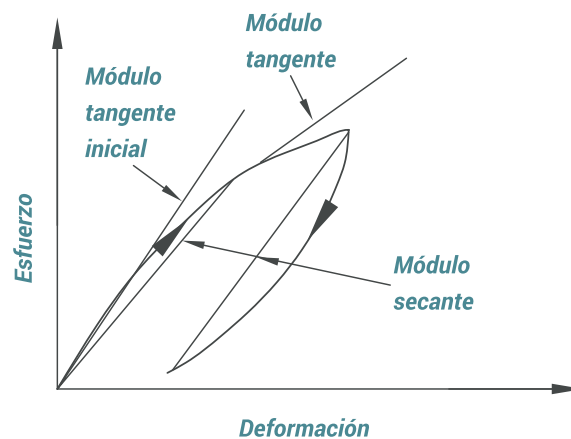
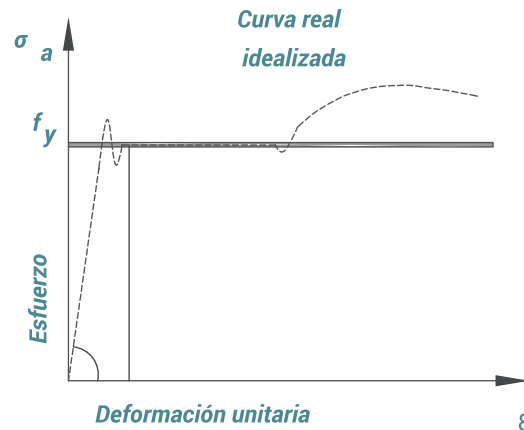


Figura 22. Determinación de los módulos de elasticidad del acero estructural y concreto reforzado.

El módulo de elasticidad del acero es aproximadamente constante e igual a 2.039×10^6 kg/cm² o 29 000 ksi (200 000 MPa). Para aceros estructurales la gráfica esfuerzo deformación exhibe un rango elástico claramente definido seguido de una meseta de fluencia.

El concreto es un material no lineal e inelástico. No muestra un valor único o constante del módulo de elasticidad y sufre deformación permanente cuando se retira la carga. Cuando se somete a un esfuerzo constante, la deformación unitaria del concreto aumenta con el tiempo, un fenómeno conocido como fluencia lenta. También está sujeto a cambios de volumen causados por la retracción y por cambios de temperatura.

A pesar de esto, es necesario poder evaluar la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria para poder obtener una estimación realista de las deformaciones. La figura muestra las posibles definiciones de módulos elásticos: módulo tangente inicial; módulo tangente a un nivel determinado de esfuerzo; y módulo secante. La mayoría de ellos dependen del nivel de esfuerzo de referencia.

El valor utilizado en las normas de diseño es en general un módulo secante correspondiente a una tasa específica de carga. Experimentalmente se ha observado que este módulo de elasticidad depende de la densidad y resistencia a la compresión del concreto. Como esta última varía a lo largo del tiempo, el módulo de elasticidad no se mantiene constante.

- Propiedades geométricas de la sección transversal

Momento de inercia

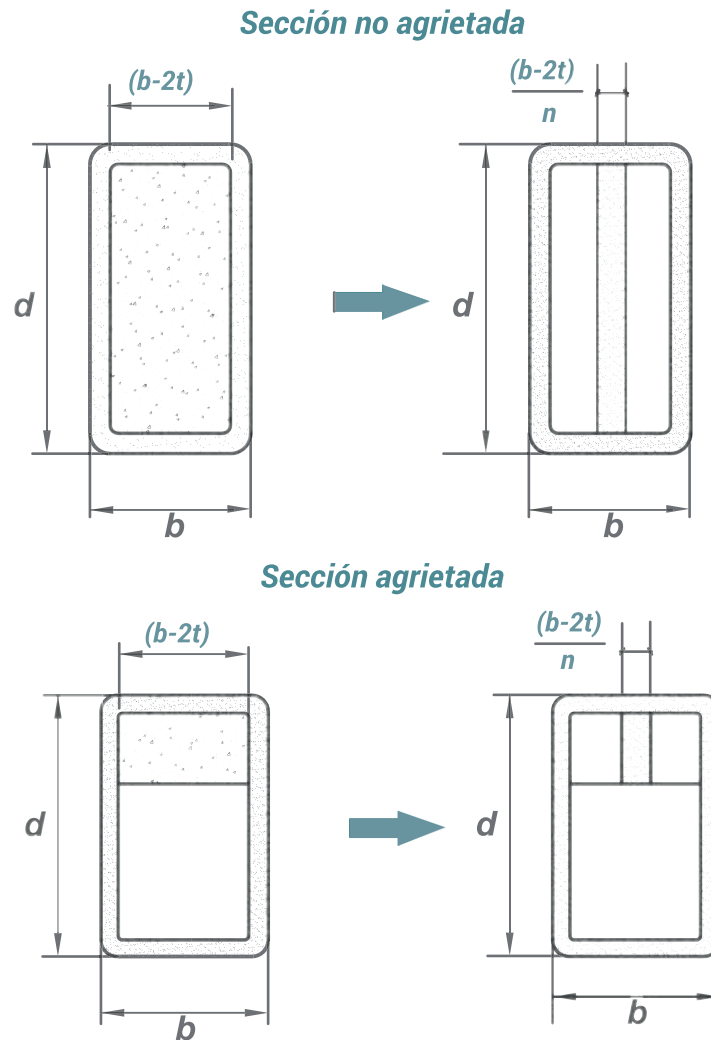


Figura 23. Artificios para determinar las propiedades geométricas de tubos rellenos de concreto.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

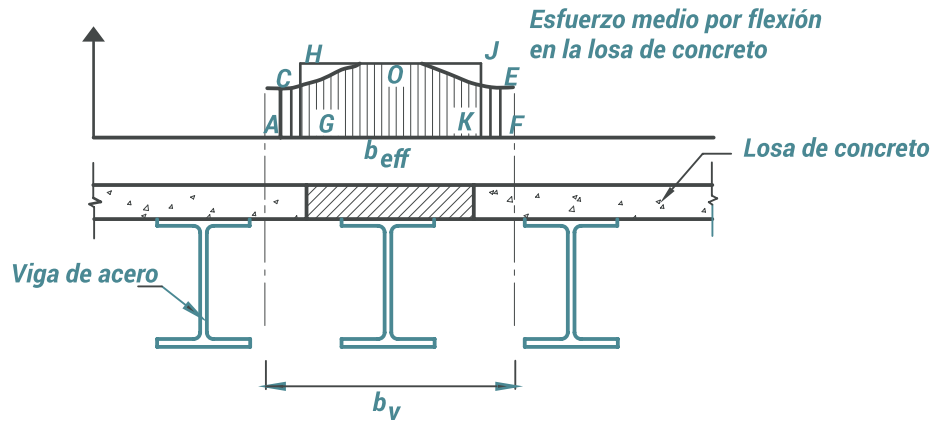
En el momento de definir las propiedades geométricas de la sección transversal compuesta, la opción general es utilizar una sección transformada de acero, en la que el ancho del área de concreto se reduce por la relación modular entre acero y concreto reforzado.

Dependiendo de los esfuerzos sobre la sección es necesario definir adicionalmente si la sección está agrietada o no.

Estos cálculos se complican porque en general los esfuerzos varían a lo largo del elemento y la relación modular es variable con el tiempo.

• Propiedades geométricas de las vigas compuestas.

Ancho efectivo



Figuras 24. Esfuerzos uniformes equivalentes en el ancho efectivo de la sección compuesta.

Tanto en la determinación de la capacidad del concreto reforzado a compresión, como en la definición de la rigidez de la sección transversal, es fundamental definir correctamente el área en compresión. En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado es necesario definir en forma adecuada el ancho de losa de concreto que participa en la resistencia de la sección. La figura 24 muestra la distribución de esfuerzos en la losa sobre una viga de acero en flexión. Esta distribución no es uniforme, parte de un máximo en la zona de conexión de la losa de concreto reforzado con la viga de acero y disminuye gradualmente al alejarse de esta zona. Para efectos de diseño se considera un ancho efectivo sobre el que actúa un esfuerzo uniforme cuyo efecto se asimila al de la verdadera distribución de esfuerzos sobre todo el ancho.

• Deformaciones a largo plazo

Fluencia lenta (creep)

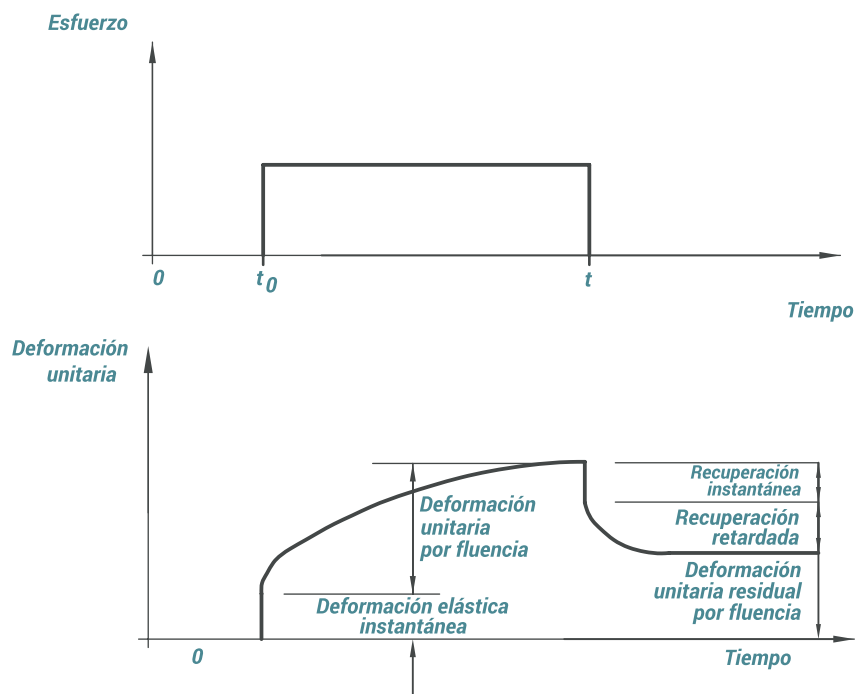


Figura 25. Deformaciones a largo plazo

La fluencia lenta o *creep* es el aumento de deformación que tiene lugar, a lo largo del tiempo, bajo la acción de un esfuerzo permanente. En el momento de descarga, la recuperación no es instantánea ni completa, sino que comprende una porción instantánea, seguida, a lo largo de un período de tiempo, de una recuperación diferida, al final de la cual queda una deformación residual.

En el concreto hecho con agregados de peso normal, la fluencia tiene lugar en la mezcla endurecida de concreto y su efecto es resistido por los agregados. Los factores que afectan a la fluencia son:

- La composición del concreto.
- La tasa de endurecimiento del concreto.
- Las dimensiones del elemento estructural.
- La humedad ambiente.
- La temperatura ambiente.

La magnitud de las deformaciones por fluencia lenta también se ve afectada por la edad del elemento estructural en el momento de su carga, la duración de aplicación de la carga y el nivel de esfuerzos.

Además de la deformación adicional, la fluencia lenta también produce una redistribución de los esfuerzos en la sección compuesta, lo que puede llevar a una sobrecarga del perfil de acero.

La mayoría de las especificaciones de diseño recomienda reducir el módulo de elasticidad instantáneo del concreto por un factor para estimar las deformaciones a largo plazo producidas por las cargas sostenidas.

El efecto de fluencia lenta es generalmente de poca consideración en el caso de edificios ordinarios, sin embargo, puede ser de gran importancia en el caso de puentes o elementos con un área de concreto significativa.

Retracción.

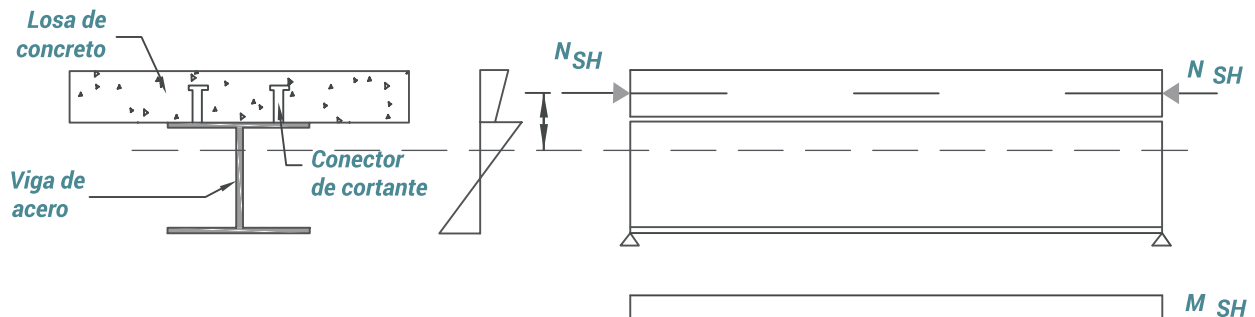


Figura 26. Deformaciones a largo plazo.

La retracción es el acortamiento que ocurre en el concreto independientemente de los efectos de la carga externa o de cambios en la temperatura ambiente mientras está teniendo lugar su endurecimiento. Se genera debido a la evaporación y absorción de agua durante el fraguado del concreto. Como se muestra en la figura, la retracción del concreto genera un momento flexionante positivo en la viga compuesta, debido a que el concreto de la losa trata de acortarse. Este momento adicional tiende en general a aumentar las deformaciones de la viga.

El efecto de la retracción será más importante mientras más esbelto sea el elemento estructural como es el caso de vigas compuestas en puentes.

• Método de construcción

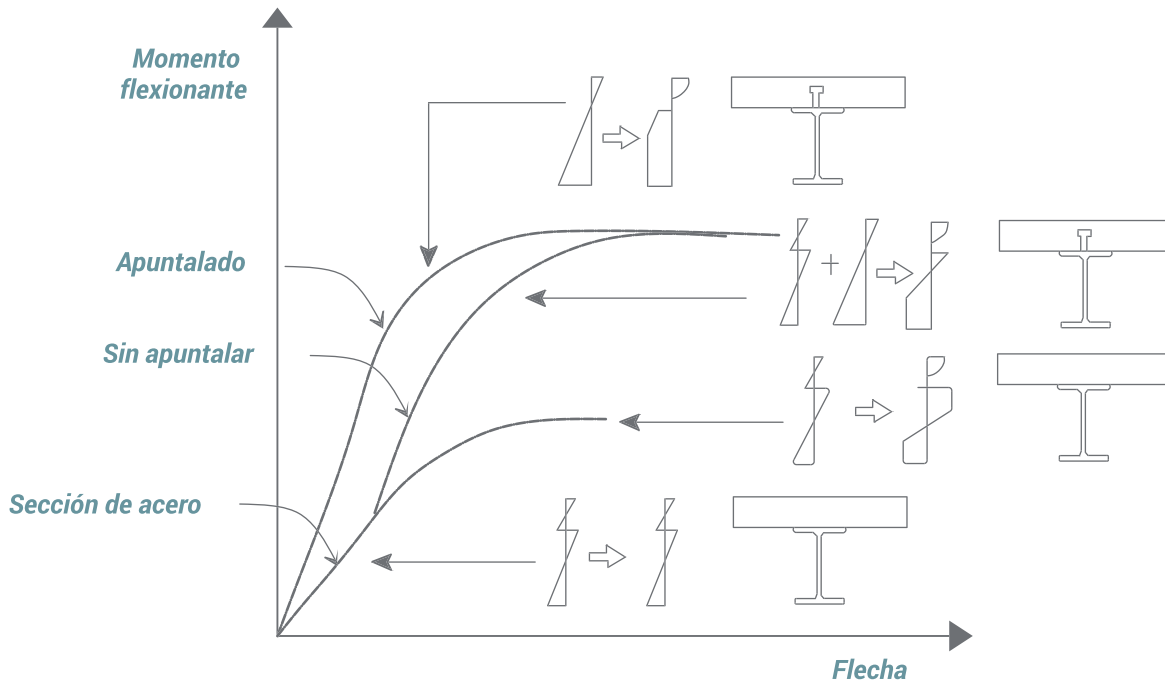


Figura 27. Gráfica Momento flexionante –flecha de vigas compuestas, con o sin apuntalar durante el proceso constructivo.

El método constructivo afecta la distribución de esfuerzos y la deformación de los elementos compuestos. La figura muestra el comportamiento carga-deformación de una viga compuesta para el caso apuntalado, no apuntalado y para el caso de una viga sin acción compuesta.

En el caso sin acción compuesta (sección de acero), el concreto y el acero resisten por separado una porción de carga repartida entre ambos materiales, sin continuidad de deformaciones a través de la interfaz entre los dos materiales. La carga puede aumentarse hasta que se genera la ruptura del concreto en compresión y la plastificación de la sección de acero (si es que la inestabilidad no controla la capacidad). La sección contribuye muy poco a la resistencia y a la rigidez.

En el caso de construcción compuesta sin apuntalar, la viga de acero debe inicialmente resistir el peso propio más el de la losa de concreto debido a que el concreto no ha alcanzado a fraguar, la viga trabaja de manera inicial independiente resistiendo todos los esfuerzos producidos por la carga. Una vez endurecido el concreto, la sección compuesta toma el resto de las cargas muertas y las cargas vivas aunque en este caso, hay una deformación inicial soportada únicamente por el elemento de acero. La capacidad es mayor que la de la viga sin acción compuesta y las deformaciones menores una vez que el concreto ha fraguado, debido a que una buena parte de la sección aporta a la resistencia y a la rigidez.

Con el apuntalamiento, la viga de acero está soportada adicionalmente durante su construcción hasta que el concreto reforzado haya alcanzado un porcentaje específico de su resistencia característica. El apuntalamiento asegura que la carga muerta del concreto es soportada por la sección compuesta de mayor rigidez en lugar de por la sección de acero sola. La capacidad de la sección es la misma independiente del apuntalamiento, sin embargo las deformaciones son menores debido a que la sección que resiste las cargas muertas es mayor.



5 DISEÑO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES IMCA 5TA EDICIÓN

CAPÍTULO I. DISEÑO DE MIEMBROS COMPUESTOS

• Las disposiciones de diseño que se presentan a continuación provienen de las especificaciones IMCA 5ta. edición, complementadas con recomendaciones de las NTC de diseño y construcción de estructuras de concreto de la CDMX. Cabe destacar que las NTC solo trata específicamente de elementos compuestos acero-concreto en compresión y debemos referirnos a las especificaciones IMCA 5ta. edición para el diseño de elementos en flexión (vigas).

• Resistencia nominal

Método de la distribución plástica de esfuerzos.

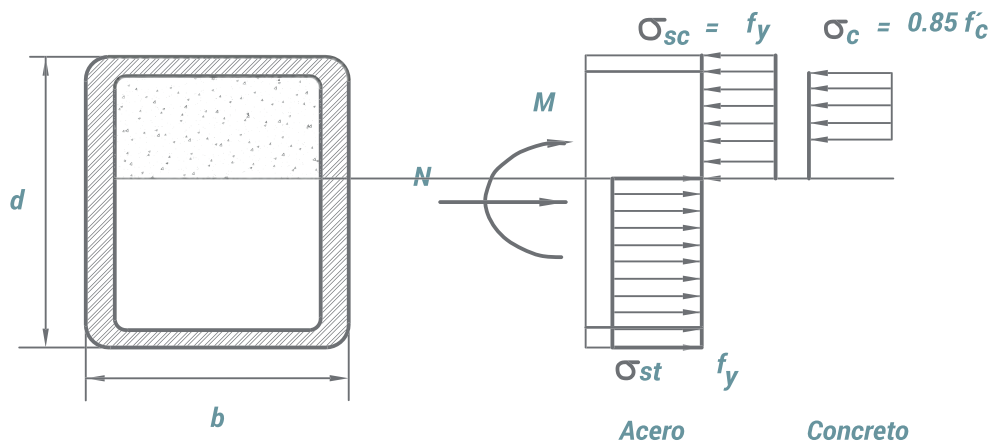


Figura 28. Método de diseño con base en el método de distribución plástica de esfuerzos.

Método de deformaciones compatibles.

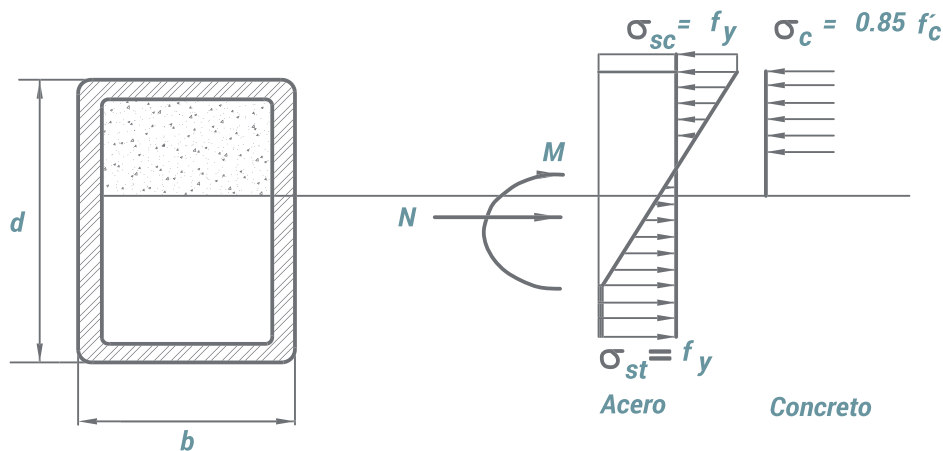


Figura 29. Método de deformaciones compatibles.

Existen dos métodos para determinar la resistencia nominal de miembros estructurales compuestos. El primero de ellos consiste en la determinación de la capacidad plástica de la sección, considerando que toda la sección de acero se plastifica, y utilizando el bloque rectangular de esfuerzos de compresión

del concreto. Esta capacidad puede ser reducida de acuerdo a las condiciones de estabilidad del elemento. El segundo método consiste en considerar compatibilidad de deformaciones y establecer que la fibra extrema del concreto se encuentra a la deformación de ruptura. Este método es el tradicionalmente utilizado para elementos de concreto reforzado de acuerdo con las NTC de las CDMX.

Limitaciones del material:

TABLA 1. RESISTENCIAS DEL CONCRETO Y ACERO

Concreto	f'_c o f_y (kg/cm ² , Mpa)
Normal	210 ≤ 700 (21 ≤ 70)
Ligero	210 ≤ 425 (21 ≤ 42)
Acero	5,315 (525)

Debido a las limitaciones en la base experimental disponible, el IMCA 5ta. edición ha limitado la aplicación de sus disposiciones para elementos compuestos para los rangos de esfuerzo de ruptura en compresión del concreto y esfuerzo de fluencia del acero.

- Esfuerzo axial.
- Flexión.
- Flexión y esfuerzo axial.
- Cortante.
- Pernos conectores de corte de barra con cabeza.
- La sección de diseño está organizada de acuerdo a los diferentes esfuerzos que debe resistir una sección compuesta, en el orden aquí indicado.

5.1 MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

Este capítulo I del IMCA 5ta. edición, aplica a dos tipos de miembros compuestos cargados axialmente:

COLUMNAS EMBEBIDAS Y RELLENAS.

Columnas embebidas en concreto. Deben ser sujetas a las siguientes limitaciones:

1. El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

2. La funda de la sección del núcleo de acero debe ser reforzada con barras longitudinales continuas y estribos, ganchos o armaduras helicoidales. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos 60 cm² por metro de espaciamiento entre barras.

3. La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , debe ser 0.004:

$$A_{sr} \geq 0.004 A_g, \text{ mínimo 4 barras}$$

4. $A_{sr} \geq 0.23 \text{ mm}^2/\text{mm}$
 $\leq \min(16d_{sr}, 48d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$

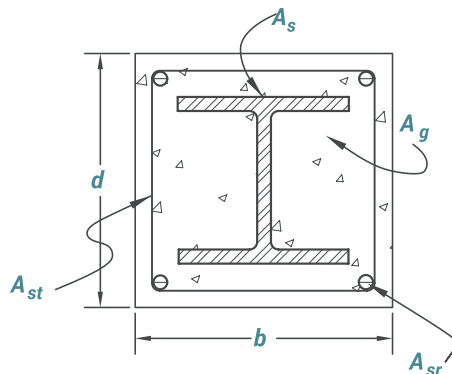


Figura 30. Requisitos de columnas compuestas acero-concreto. Perfiles de acero compuesto ahogados en concreto reforzado

Disposiciones para elementos tubulares bajo carga axial.

El IMCA 5ta Edición establece requisitos mínimos de densidad de acero, tanto estructural como de refuerzo para calificar la sección como compuesta. Si estos requisitos no se cumplen, la sección se considera simplemente como una sección estructural de concreto reforzado. Aquí se presentan los valores límite para el caso de perfiles de acero embebidos en concreto.

Perfiles tubulares rellenos de concreto.

$$1. A_s \geq 0.01 A_g$$

$$2. b/t \text{ y } d/t \leq 2.26 \sqrt{E_s / f_y}$$

$$3. D/t \leq 0.15 E_s / F_y$$

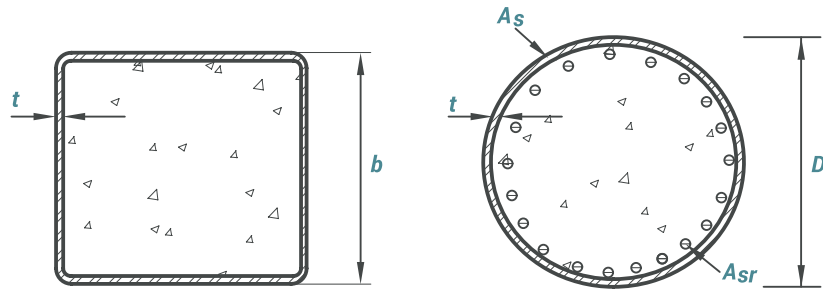


Figura 31. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

En el caso de perfiles tubulares rellenos de concreto reforzado, además de la densidad de acero, se limita la esbeltez del perfil tubular, de modo de prevenir la ocurrencia de pandeo local de las paredes del tubo de acero antes de obtener la capacidad de la sección.

El diseño de miembros compuestos bajo esfuerzo axial consiste en comparar la resistencia de diseño con la acción de diseño (acciones afectadas por los correspondientes factores de carga).

$$P_u \leq \phi \cdot P_n \text{ (DFCR)}$$

$$P \leq P_n / \Omega \text{ (DEP)}$$

Tensión

$$\phi_t = 0.90 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ (DEP)}$$

En el caso de tensión debido a que la resistencia a la tensión del concreto es muy baja, sólo se considera la contribución de los perfiles de acero y del acero de refuerzo. Los factores de reducción de la resistencia o de seguridad son los mismos utilizados para perfiles de acero.

Compresión

$$\phi_c = 0.75 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_c = 2.00 \text{ (DEP)}$$

Pandeo Elástico:

$$P_e < 0.44 P_0 : P_n = 0.877 P_e$$

Pandeo Inelástico:

$$P_e \geq 0.44 P_0 : P_n = \left[0.658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

En el caso de compresión se considera la posibilidad de inestabilidad global del elemento. Las expresiones son las mismas que para perfiles de acero, pero la carga correspondiente a la iniciación de la fluencia se reemplaza por la capacidad plástica de la sección en compresión. La comparación de estas ecuaciones con resultados experimentales muestra que la especificación es generalmente conservadora, pero que existe una mayor dispersión que en el caso de perfiles de acero.

No se considera el efecto del pandeo local ya que se asegura que no ocurre o al menos no controla el diseño. El concreto circundante, en el caso de perfiles de acero embebidos en concreto, y las limitaciones de esbeltez, en el caso de perfiles rellenos de concreto, aseguran que el pandeo local no ocurrirá.

Los factores de reducción de la resistencia y de seguridad son más conservadores que en el caso de elementos de acero para considerar la mayor variabilidad asociada a la resistencia del concreto.

Compresión

Perfiles embebidos en concreto reforzado Capacidad de la sección

Capacidad pandeo Euler $P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

Donde: $EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.3$$

En el caso de perfiles de acero embebidos en concreto reforzado, la capacidad plástica en compresión de la sección transversal se calcula considerando que el perfil de acero y las barras de refuerzo están trabajando al nivel de esfuerzo de fluencia y todo el concreto se encuentra sometido a niveles de esfuerzos de $0.85 f'_c$. La carga crítica de pandeo de Euler se determina usando una rigidez efectiva que utiliza solamente parte de la rigidez del acero de refuerzo y un máximo de 30% de la rigidez del concreto, para considerar los efectos a largo plazo como fluencia lenta. A mayor cantidad de acero, menores serán estos efectos.

Perfiles tubulares rellenos de concreto.

Capacidad de la sección $P_0 = A_s f_y + A_{sr} f_{yr} + C_2 A_c f'_c$

Capacidad correspondiente al pandeo de Euler

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

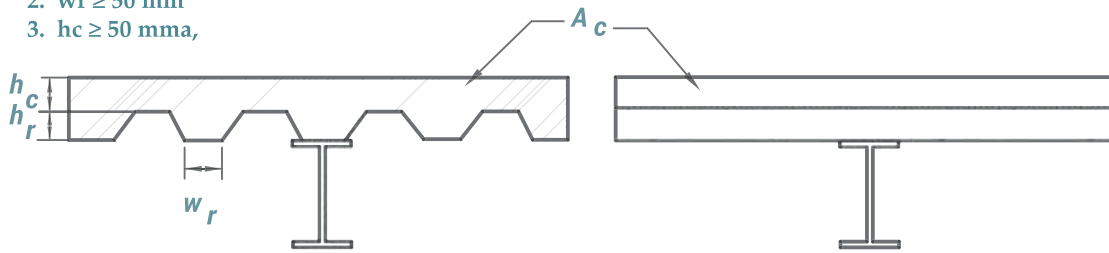
Donde: $C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9$

$$C_2 = \begin{cases} 0.85 & \text{Sección rectangular} \\ 0.90 & \text{Sección circular} \end{cases}$$

En el caso de perfiles de acero estructural rellenos de concreto, la capacidad plástica en compresión de la sección es similar al caso de perfiles embebidos, excepto que se permite tomar ventaja del mayor confinamiento del concreto en el caso de perfiles circulares, aumentando el esfuerzo de compresión máximo de 0.85 a $0.9 f'_c$. La rigidez efectiva que usa toda la rigidez del acero de refuerzo y una fracción de la rigidez del concreto entre 60% y 90%, tomando en cuenta que los efectos de largo plazo tienen menos influencia en el caso de perfiles de acero rellenos de concreto.

Vigas que soportan una losa de concreto reforzado, interconectadas de manera que los dos materiales trabajen en conjunto:

1. $h_r \leq 75 \text{ mm}$
2. $w_r \geq 50 \text{ mm}$
3. $h_c \geq 50 \text{ mm}$,



Nervaduras paralelas

**Nervaduras perpendiculares
(situación más frecuente)**

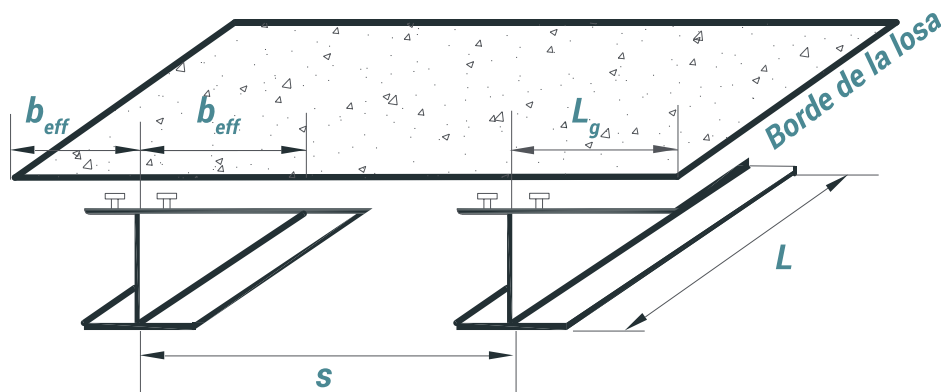
Figura 32. Nervaduras de la lámina de acero acanalada orientadas paralela y perpendicularmente a las vigas de acero.

En el caso de miembros en flexión (vigas), se establecen requisitos especiales solamente para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado, los que están relacionados con la forma de la lámina de acero acanalada en el caso de losa compuesta. Los valores límite corresponden a datos máximos experimentales disponibles. Además, se requiere que la losa esté conectada mecánicamente a la viga de acero, es decir, a través de conectores de corte de barra con cabeza o canales de bajo peralte.

Cuando se utiliza la losa compuesta, es posible instalar la lámina con las nervaduras paralelas o perpendiculares al eje de la viga de acero. En el primer caso, el bloque de concreto se considera como una losa de espesor variable, mientras que en el segundo se debe despreciar el concreto situado por debajo del nivel superior de la lámina de acero acanalada.

Vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado:

1. $b_{eff} \leq L / 8$
2. $b_{eff} \leq S / 2$
3. $b_{eff} \leq L_g$



*Figura 33. Anchos efectivos de la losa de concreto.
Losa de concreto colada directamente sobre las vigas o con lámina de acero acanalada.*

Para considerar el efecto del rezago de cortante, es decir la no uniformidad de los esfuerzos a una misma altura en la losa, las disposiciones de la AISC utilizan el concepto de ancho efectivo, el cual está definido por los valores mostrados.

El diseño de miembros compuestos sometidos a flexión consiste en comparar la resistencia con la acción de diseño.

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n \text{ (DFCR)}$$

$$M \leq M_n / \Omega_b \text{ (DEP)}$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_b = 1.67 \text{ (DEP)}$$

El diseño de elementos compuestos en flexión es similar al de elementos de acero y utiliza los mismos factores de reducción de la resistencia y de seguridad.

Viga de acero que soporta una losa de concreto.

Momento positivo

Alma no esbelta

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E_s / f_y}$$

$$M_n = M_p$$

Alma esbelta

$$h/t_w > 3.76 \sqrt{E_s / f_y}$$

$$M_n = M_y$$

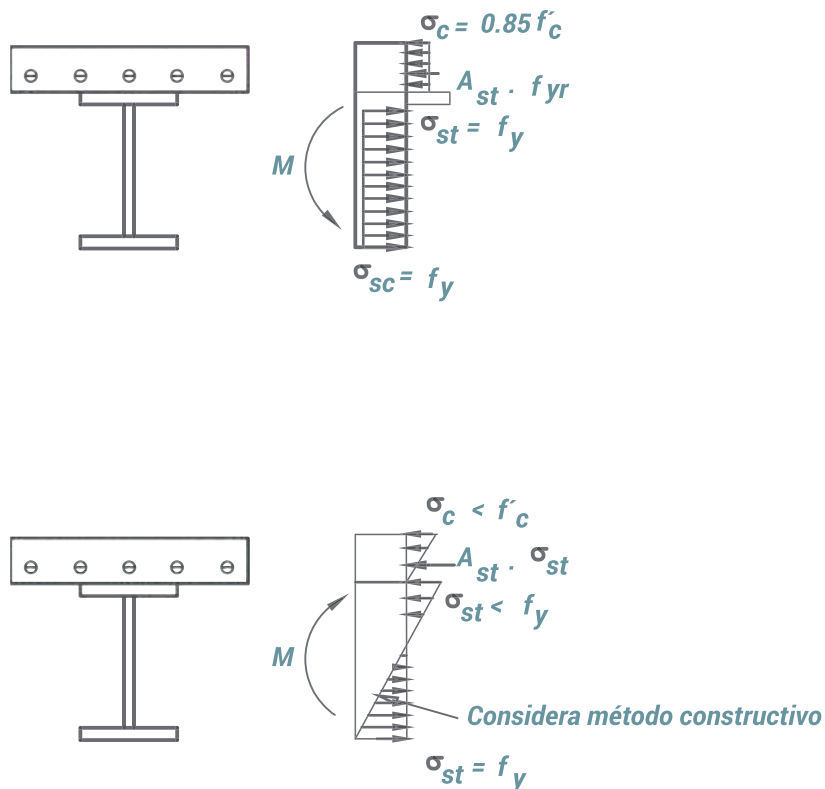


Figura 34. Vigas compuestas.

Para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento positivo se distinguen dos casos:

- Si el alma es no esbelta, el pandeo o pandeo lateral por flexo-torsión de la sección no controla el diseño debido a la presencia de la losa de concreto reforzado, la que, además, restringe el pandeo local del patín comprimido. Por lo tanto, la capacidad está dada por el momento plástico resistente de la sección compuesta.
- Si el alma es esbelta, a falta de suficientes datos se utiliza el momento correspondiente a la primera fluencia como capacidad de la sección.
- Para ello se considera una distribución lineal de esfuerzos en la sección transformada, la que debe tomarse en cuenta durante el proceso constructivo, es decir si la viga estará o no apuntalada.
- Viga que soporta una losa de concreto reforzado.

Momento negativo

a. $M_n = M_n$ perfil laminado IR

b. $M_n = M_p$ compuesta

- Perfil compacto
- $L_b \leq L_p$
- Conectores de cortante
- Refuerzo adecuadamente desarrollado

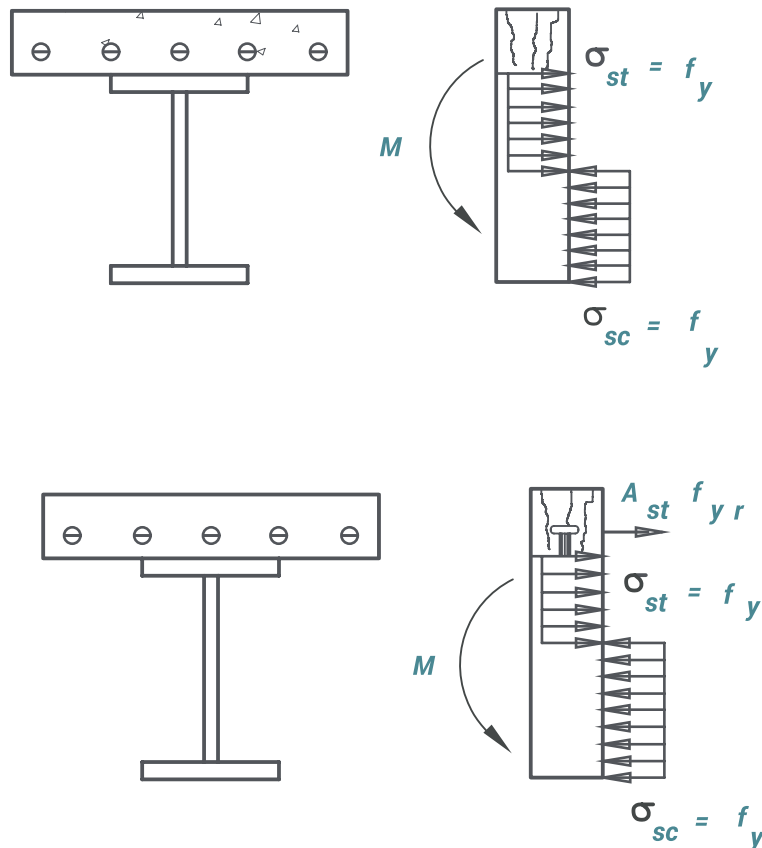
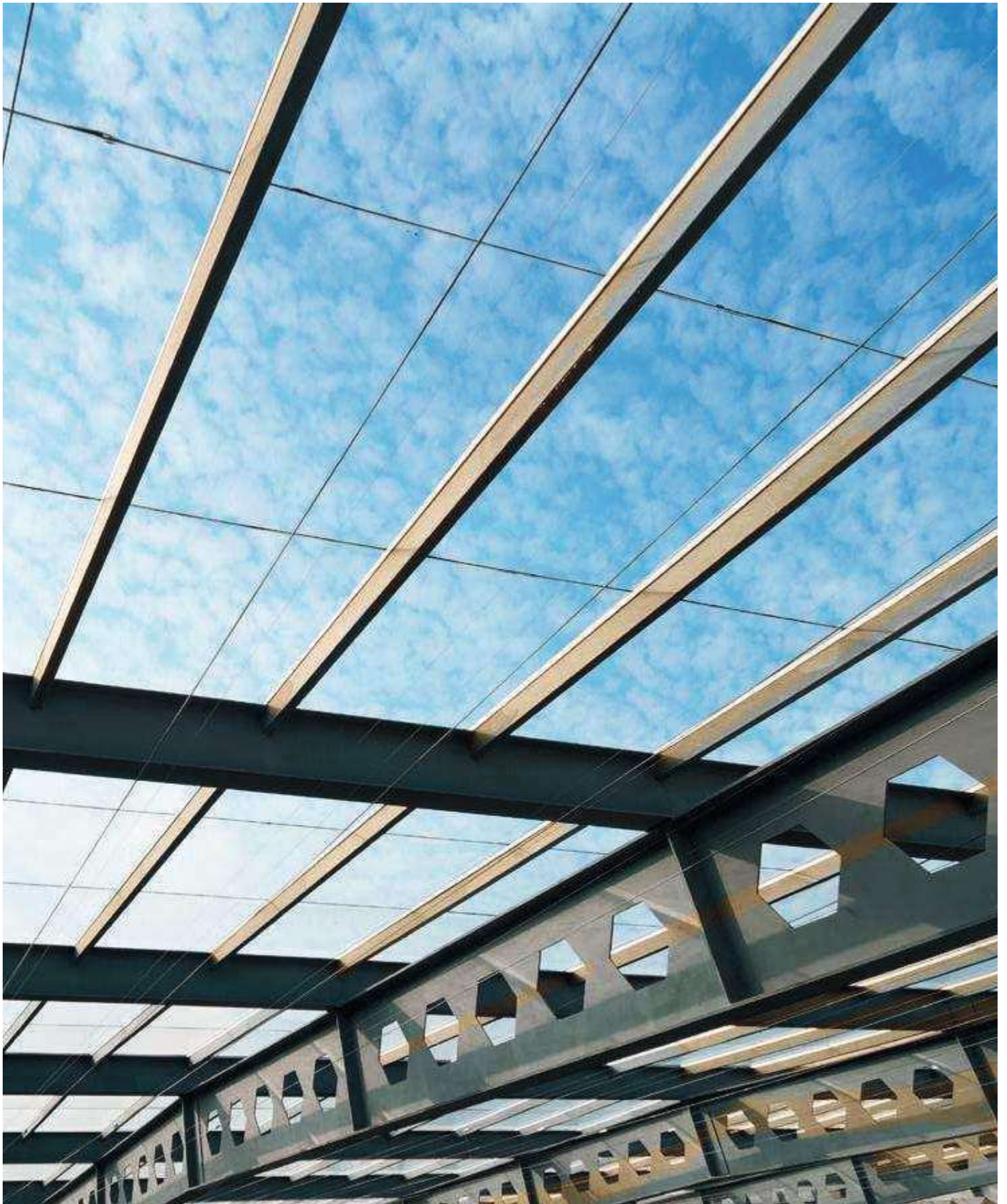


Figura 35. Vigas compuestas.



Para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento negativo también hay dos casos:

- Si el perfil de acero es compacto, con contraventeo a intervalos menores que la longitud arriostrada para lograr comportamiento plástico, L_p , si está conectado con la losa a través de conectores de cortante, y si el acero de refuerzo de la losa tiene suficiente longitud de desarrollo en ambas direcciones, se permite usar el momento plástico de la sección compuesta por el perfil de acero y las barras de refuerzo.
- En caso contrario, debe considerarse la resistencia del perfil de acero solamente, considerando los posibles efectos de inestabilidad local y global.
- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto.

a. $M_n = M_y$

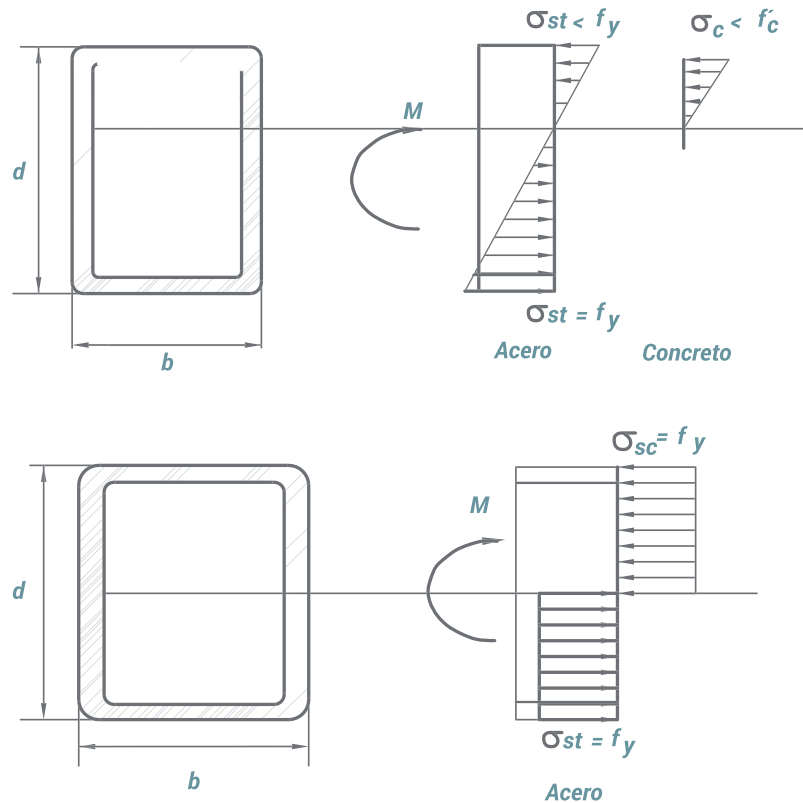


Figura 36. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

b) $M_n = M_p^{\text{perfil}}$

En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos de concreto, el pandeo local está restringido por éste último, así como la capacidad al pandeo aumenta considerablemente. Es posible elegir entre tres opciones:

- El momento correspondiente a la aparición de la fluencia en el patín en tensión del perfil de acero, considerando la sección transformada y las condiciones de apuntalamiento de la viga.
- El momento plástico del perfil de acero, despreciando la contribución del concreto.
- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto reforzado.

$$c. \phi_b = 0.85, \quad \Omega_b = 1.76$$

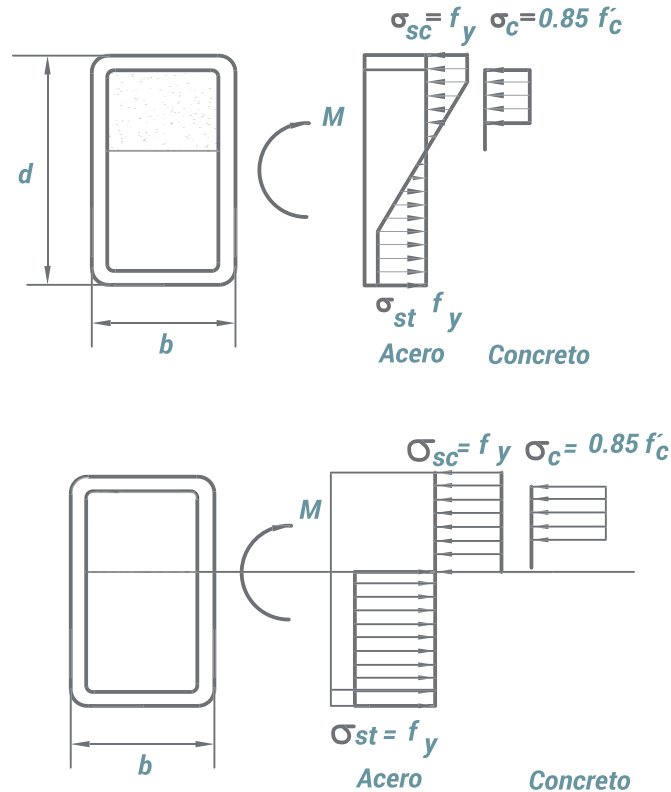


Figura 37. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

- La capacidad última de la sección compuesta, determinada ya sea por el método de compatibilidad de deformaciones o la capacidad plástica de la sección.

En ambos métodos se utiliza un factor de reducción de la resistencia o un factor de seguridad más conservador y se requiere que el concreto y el acero estén mecánicamente conectados.

Se debe verificar por separado

• Flexión

$$\phi_b = 0.90 \text{ (DFCR)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (DEP)}$$

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n \text{ (DFCR)} \quad M \leq M_n / \Omega_b \text{ (DEP)}$$

• Compresión

$$\phi_c = 0.75 \text{ (DFCR)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (DEP)}$$

$$P_u \leq \phi_c \cdot P_n \text{ (DFCR)} \quad P \leq P_n / \Omega_c \text{ (DEP)}$$

La determinación de la resistencia del elemento compuesto bajo solicitaciones combinadas de flexión y esfuerzo de compresión axial difiere un poco del caso de perfiles de acero solos. Es necesario verificar por separado la resistencia a la flexión y a la compresión.

Perfiles embebidos o rellenos de concreto

Compatibilidad de deformaciones

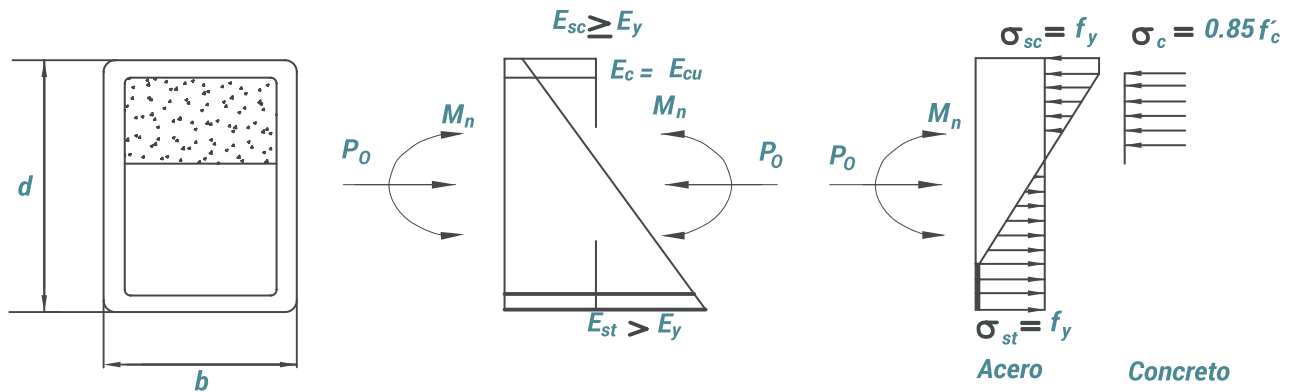


Figura 38. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

La resistencia a la flexión se determina usando el análisis de compatibilidad de deformaciones.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto

Distribución de esfuerzos plásticos.

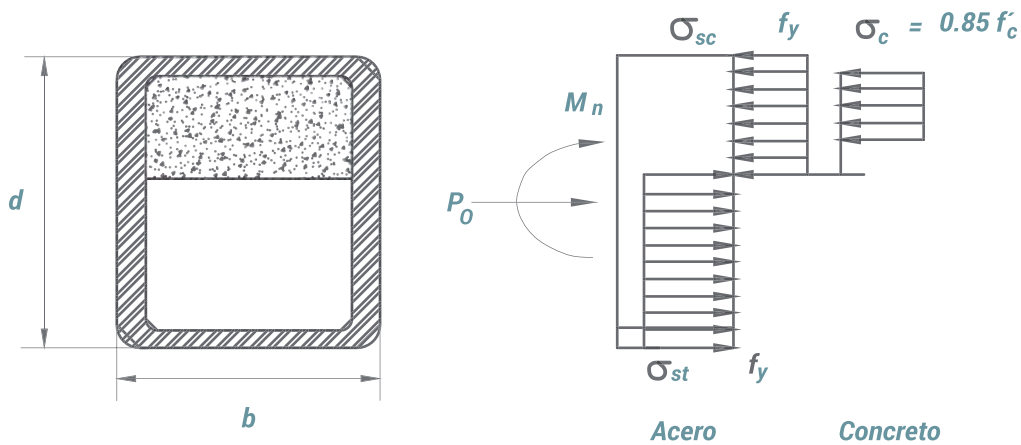


Figura 39. Distribución plástica de esfuerzos en tubos columnas c.

O la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta.

Pandeo elástico:

$$P_e < 0.44P_0 : P_n = 0.877P_e$$

Pandeo inelástico:

$$P_e \geq 0.44P_0 : P_n = \left[0.658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

Donde, P_0 se obtiene de la compatibilidad de deformaciones o distribución plástica de esfuerzos.

La resistencia a compresión axial se determina con las ecuaciones presentadas anteriormente, pero utilizando como P_0 la capacidad axial resultante del análisis por compatibilidad de deformaciones o plastificación de la sección compuesta.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto.

a. Resistencia del perfil + acero de refuerzo

$$V_n = 0.6F_y \cdot d \cdot t_w + A_{st}F_{yr} \frac{d_c}{S}$$

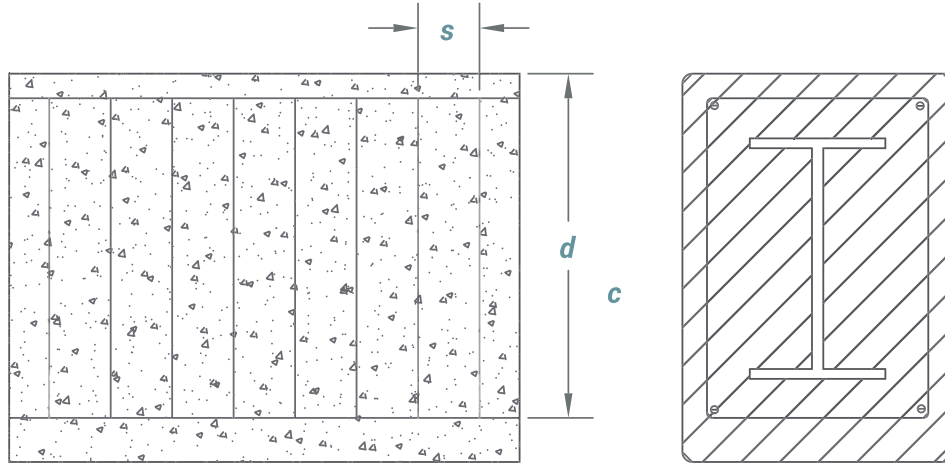


Figura 40. Requisitos geométricos de sección compuesta.

b. Resistencia del concreto (ver Especificaciones NTC CDMX)

Vigas de acero que soportan una losa de concreto

Resistencia del perfil

$$V_n = 0.6 f_y \cdot d \cdot t_w$$

Para la verificación de la resistencia al cortante de la sección compuesta se considera, en el caso de perfiles embebidos o rellenos con concreto, la resistencia provista por el perfil de acero más el acero de refuerzo transversal (si existe), o bien la resistencia del concreto. En forma conservadora, no se permite la superposición de ambas resistencias. En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado se considera conservadoramente solo la resistencia del perfil.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto cargados axialmente

Carga V aplicada al perfil de acero

$$V' = V(1 - A_s f_y / P_0)$$

Carga V aplicada al concreto

$$V' = V(A_s f_y / P_0)$$

En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto cargados axialmente, para evitar sobrecargar ya sea el concreto o el perfil de acero se requiere que los conectores de cortante sean

capaces de transmitir la carga en proporción a la capacidad aportada por el concreto y el acero. Los conectores deben colocarse en una distancia de por lo menos 2.5 veces la altura de la sección hacia ambos lados del punto de aplicación de la carga.

Vigas de acero que soportan una losa de concreto.

En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento positivo la capacidad de transmisión de cortante a través de la interfaz acero-concreto está dada por la carga asociada a la plastificación de la sección de acero, a la plastificación del bloque de concreto o a la capacidad de los conectores de cortante.

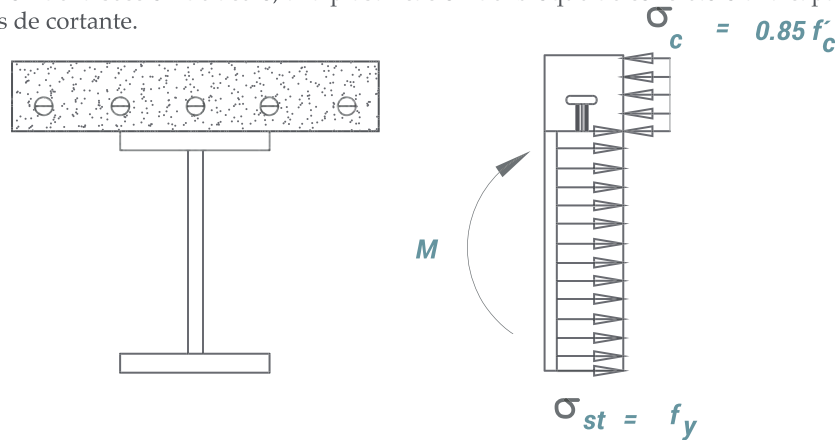


Figura 41. Vigas que soportan una con losa de concreto reforzado.

Momento positivo

- Falla por compresión del concreto

$$V' = 0.85 f'_c A_c$$

- Plastificación del perfil de acero.

$$V' = A_s f_y$$

- Falla de los conectores de cortante de barra con cabeza.

$$V' = \sum Q_n$$

En el caso de vigas que soportan una losa de concreto bajo momento negativo la capacidad de transmisión de cortante a través de la interfaz acero-concreto está dada por la carga asociada a la plastificación del acero de refuerzo o la capacidad de los conectores de cortante.

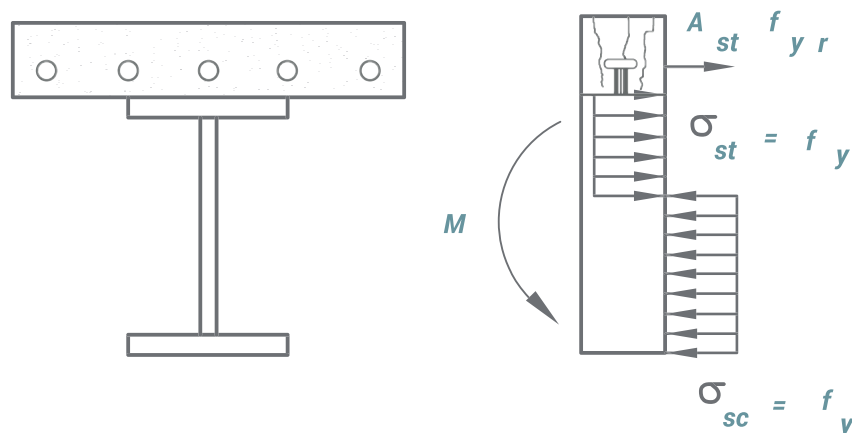


Figura 42. Vigas que soportan una losa de concreto reforzado.

Momento negativo

Falla por fluencia de armadura

$$V' = 0.85 f'_c A_c$$

Falla de conectores de cortante

$$V' = \sum Q_n$$

Resistencia de un conector de cortante de barra con cabeza

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

Donde:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

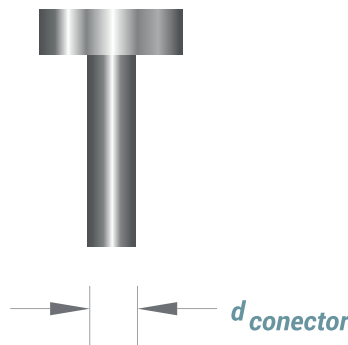


Figura 43. Conector de cortante.

La resistencia nominal de un conector está controlada por la resistencia del material del conector, la unión conector-acero y por la resistencia del concreto reforzado en contacto con el perno conector de cortante.

$$R_g \text{ y } R_p$$

- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto. No son aplicables. Usar R_g y $R_p = 1.0$
- Vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado.

La resistencia del conector de cortante está afectada por la disposición de los conectores, lo que se refleja en los factores R_g y R_p . En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto, esos efectos no son de importancia y ambos factores son iguales a uno. En cambio en el caso de losas apoyadas sobre vigas de acero, R_g y R_p tienen distintos valores dependiendo de la disposición de la lámina de acero y la posición de los conectores de cortante.

Algunos ejemplos de estos valores se muestran en la siguiente figura.

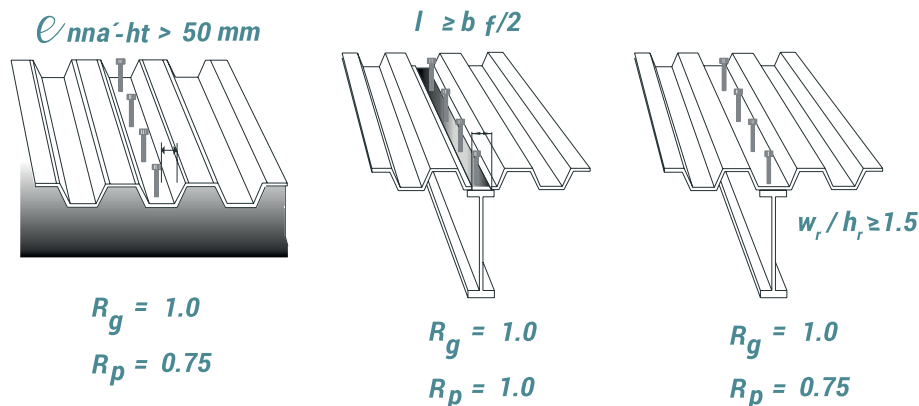


Figura 44. Valores de los factores R_g y R_p . R_g factor que toma en cuenta el efecto de grupo y R_p factor

- No hay recomendaciones
- Comentario, sección I3.1:
 - Limitar comportamiento del elemento en el rango elástico para condiciones de servicio.
 - Expresiones para el cálculo del momento de inercia.

Al igual que en el caso de perfiles de acero, el IMCA 5ta. edición no proporciona recomendaciones para la verificación de los estados límite no asociados a resistencia. En el comentario a las Especificaciones IMCA 5ta. edición, se incluyen algunas expresiones para determinar las propiedades geométricas y módulo de elasticidad de la sección compuesta acero-concreto.

A continuación se presentan varios ejemplos de diseño de miembros estructurales compuestos acero-concreto.

Ejemplo 1. Diseñar la viga secundaria que se muestra en la figura 45 como sección compuesta, la separación de las vigas es de 1.40 m, el sistema de piso es de lámina con concreto y tiene una resistencia a la compresión simple de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. La capa de compresión de concreto de la losa es de 5.00 cm y la viga soporta un muro de concreto de 10 cm de espesor y una altura de 2.40 m.

Análisis de Cargas:

<i>Separación entre vigas secundarias=</i>		<i>1.40</i>	<i>m</i>		
Descripción	t (m)	P_{vol} (kg/m³)	W_D (kg/m²)	W_D (kg/m)	
<i>Pp (LOSA)</i>	0.085	2400.00	204.00	285.60	
<i>Pp (VIGA)</i>				19.40	
<i>Pp (Muros) 2.40 m de altura=</i>	0.100	2400.00	240.00	576.00	
<i>Carga adicional por concreto RCDF =</i>			20.00	28.00	
<i>Carga adicional por mortero RCDF =</i>			20.00	28.00	
<i>Instalaciones=</i>			15.00	21.00	
<i>Azulejo=</i>			16.00	22.40	

Carga Muerta total W_D = 980.40 Kg/m

$$CV_{\max} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{med}} = 0.8CV_{\max} = (0.8)(500) = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$W_D = 980 \text{ kg/m}$$

$$W_L = 700 \text{ kg/m}$$

$$W_{LM} = 560 \text{ kg/m}$$

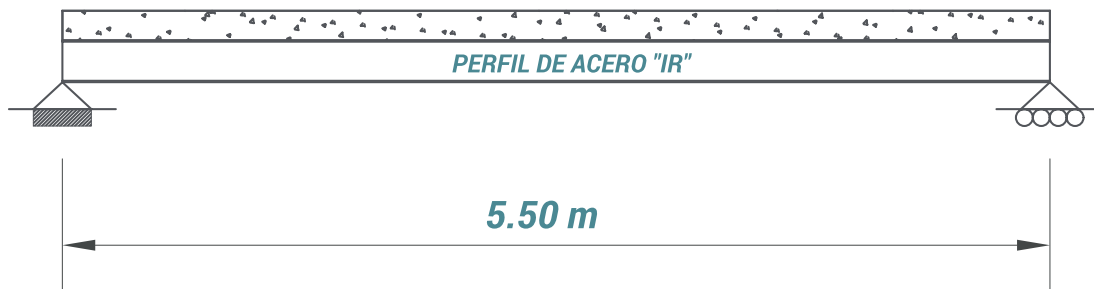


Figura 45. Viga compuesta ejemplo 1.

Determinación del ancho efectivo de la sección compuesta.

$$b_{eff} = \frac{L}{8} = \frac{550}{8} = 68.75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \frac{S}{2} = \frac{140}{2} = 70.00 \text{ cm}$$

El ancho efectivo de la sección se considera el menor de los valores anteriores, en este caso solo utilizamos las dos primeras revisiones porque esta viga es central y no de borde, para nuestro caso el ancho efectivo será de 68.75 cm a cada lado de la viga tomándolo desde su eje central.

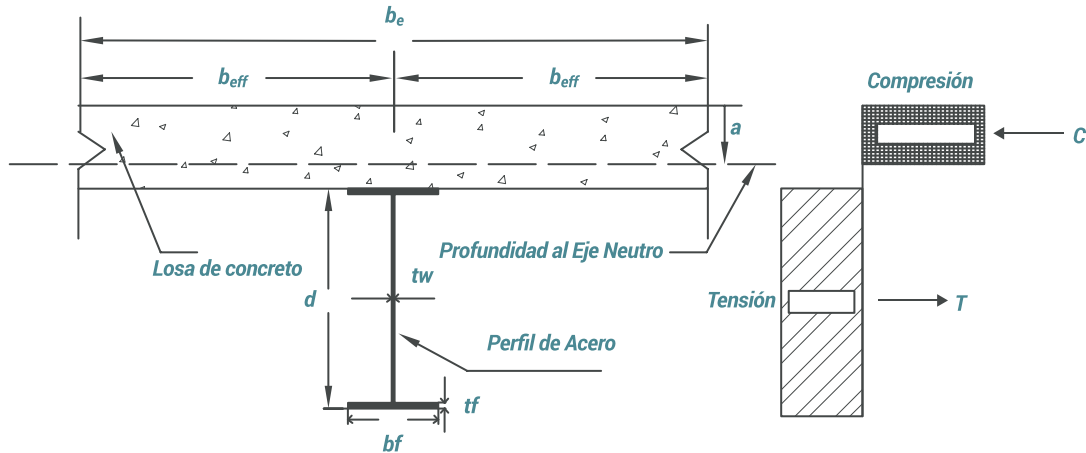


Figura 45a. Sección compuesta y ancho efectivo del ejemplo 1

Propiedades de la sección de concreto:

$$\begin{aligned} h_c &= 5.00 \text{ cm} & f'_c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 \\ b_e &= 137.50 \text{ cm} & E_c &= 14,000 \cdot \sqrt{f'_c} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Proponemos un perfil IR 203 x 19.4 kg/m en acero ASTM A992 con las siguientes características geométricas:

$$\begin{aligned} d &= 203 \text{ mm} & A &= 24.8 \text{ cm}^2 & I_{xx} &= 1,648 \text{ cm}^4 \\ t_w &= 5.8 \text{ mm} & \frac{b_f}{2t_f} &= 7.8 & S_{xx} &= 162 \text{ cm}^3 \\ b_f &= 102 \text{ mm} & \frac{d}{t_w} &= 35.0 & r_{xx} &= 8.2 \text{ cm} \\ t_f &= 6.5 \text{ mm} & & & & \end{aligned}$$

1.- Revisión por flexión (sección compacta).

• **Patín** $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$
 $7.8 < 9.15$

• **Alma** $\frac{d}{t_w} < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$
 $35.0 < 90.56$

Longitud máxima de soporte lateral para el patín de compresión no se revisa ya que los pernos de cortante le limitan el desplazamiento lateral al perfil.

2.- Determinación de la tensión y la compresión de la sección compuesta.

$$T = A_s f_y$$

$$T = (24.80)(3,515) = 87,172.00kg$$

$$C = 0.85 \cdot f_c \cdot A_c$$

$$C = (0.85)(250)(137.5)(5.00) = 146,093.75kg$$

Donde:

A_s = Área del perfil de acero
 A_c = Área de la sección de concreto

La Compresión es mucho mayor que la Tensión se toma el valor más pequeño y se calcula una profundidad al eje neutro igualando la tensión con la compresión el cual en este caso estará ubicado en la sección de concreto.

3.- Cálculo de la profundidad al eje neutro.

$$T = C$$

$$0.85 \cdot f_c \cdot b_e \cdot a = T$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f_c \cdot b_e}$$

$$a = \frac{87,172.00}{(0.85)(250)(137.5)} = 2.98cm$$

Donde:

a = Profundidad al eje neutro.
 $b_e = 2b_{eff}$ El ancho efectivo de la sección de concreto.

4.- Cálculo del momento nominal de la sección compuesta.

El momento nominal es igual a la suma de los momentos de compresión y tensión con respecto a la profundidad al eje neutro.

Como $T = C \Rightarrow$

$$M_n = T \left(\frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} \right) = 87,172.00 \cdot \left(\frac{20.3}{2} + 5 - \frac{2.98}{2} \right) = 1,190,769.52kg - cm = 11.91ton - m$$

5.- Cálculo del cortante nominal del perfil.

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6 A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w = (19)(0.58) = 11.02cm^2$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(11.02)(1.0)$$

$$V_n = 23,241.18 Kg$$

$$V_n = 23.24 ton$$

6.- Cálculo de la deflexión permisible y la deflexión actuante.

La deflexión permisible según las NTC del RCDF 2004 indica que cuando se tiene un muro cargado en el eje de una sección de una viga será:

$$\Delta_{perm} = \frac{l}{480} + 0.3cm = \frac{550}{480} + 0.3 = 1.44cm$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,000}{221,359.44} = 9.21$$

$$\frac{b_e}{n} = \frac{137.5}{9.21} = 14.93cm$$

$$A_c = \frac{b_e}{n} \cdot h_c = (14.93)(5) = 74.65cm^2$$

$$y_c = \frac{(74.65)(20.3 + 8.85) + (24.8)(10.15)}{24.8 + 74.65} = 24.41cm$$

$$I = \sum I_0 + Ad^2$$

$$I = \frac{\frac{b_e}{n} h_c^3}{12} + I_{xx} + A_c \cdot \left(d + \frac{h_c}{2} - y_c\right)^2 + A_s \cdot \left(y_c - \frac{d}{2}\right)^2$$

$$I = \frac{(14.93)(5)^3}{12} + 1,648 + (74.65)(20.3 + 2.5 - 24.41)^2 + (24.8)(24.41 - 10.15)^2$$

$$I = 155.52 + 1,648 + 193.5 + 5,043.02$$

$$I = 7,039.72cm^4$$

$$W_s = W_D + W_{LM} = 980 + 560 = 1,540 kg/m$$

$$\Delta_E = \frac{5W_s \cdot l^4}{384EI} = \frac{(5)(1,540)(550)^4}{384(2,039,000)(7,039.72)} = 1.28cm$$

$$\Delta_E < \Delta_a$$

La sección es adecuada en el estado límite de servicio

7.- Cálculo de los conectores de cortante.

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

Para pernos con cabeza el esfuerzo último será $F_u = 4227.00 kg/cm^2$

$$\phi_{max} = 2.5 \cdot t_f$$

$$L_{min} = 4\phi_c$$

$$S_{min} = 6\phi_c$$

$$S_{max} = 8h_c$$

$$N_c = \frac{C}{\phi}$$

Donde:

ϕ_{\max} = Diámetro máximo
 ϕ_c = Diámetro del conector
 L_{\min} = Longitud Mínima
 S_{\min} = Separación longitudinal mínima
 S_{\max} = Separación longitudinal máxima
 N_c = Número de conectores
 Q_n = Resistencia nominal del conector

Se proponen pernos de $\frac{1}{2}'' \times 2''$

$$A_{sc} = \frac{\pi\phi_c^2}{4} = \frac{\pi(1.27)^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$Q_n = 0.5(1.27)\sqrt{(200)(113,137.085)} = 3020.60 \leq (1.27)(4227.00) = 5368.30 \text{ ton}$$

$$D_{\max} = 2.5(0.65) = 1.63 \text{ cm} > 1.27 \quad \text{¡Sí Cumple!}$$

$$L_{\min} = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm} = 2'' \quad \text{¡Sí Cumple!}$$

$$S_{\min} = 6(1.27) = 7.62 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8(12) = 96 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{87,172.00}{3020.60} = 28.86 \approx 30$$

Se consideran 30 conectores del extremo de la viga al centro del claro por lo que tendremos un total de 60 conectores.

$$S_c = \frac{\text{Claro}}{N_c} = \frac{550}{60} = 9.17 \text{ cm, si se utilizan sencillos}$$

$$S_c = \frac{\text{Claro}}{N_c/2} = \frac{550}{30} = 18.33 \text{ cm, si se utilizan dobles}$$

Donde:

A_{sc} = Área de la sección transversal del conector

S_c = Separación real del conector

Revisión de los estados límites de falla

Para DEP. $W_a = W_D + W_L = 980 + 700 = 1,680 \text{ kg/m}$

$$M_a \leq \frac{M_n}{\Omega_b}$$

$$V_a \leq \frac{V_n}{\Omega_v}$$

$$M_a = \frac{W_a L^2}{8} = \frac{(1,680)(5.50)^2}{8} = 6,352.50 = 6.35 \text{ ton} - m$$

$$V_a = \frac{W_a L}{2} = \frac{(1,680)(5.50)}{2} = 4,620.00 = 4.62 \text{ ton}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{11.91}{1.67} = 7.13 \text{ ton} - m$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{23.24}{1.67} = 13.92 \text{ ton}$$

Para DFCR: $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L = (1.2)(980) + (1.6)(700) = 2,296.00 \text{ kg/m}$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8} = \frac{(2,296)(5.50)^2}{8} = 8,681.75 = 8.68 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V_u = \frac{W_u L}{2} = \frac{(2,296)(5.50)}{2} = 6,314.00 = 6.31 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(11.91) = 10.72 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = (0.9)(23.24) = 20.92 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada en el estado límite de falla por flexión y por cortante!

Ejemplo 2. Diseñar una columna compuesta con las especificaciones IMCA 5ta. edición que se encuentre embebida en una sección de concreto cuadrada que estará sometida a carga de compresión axial pura de $P_D = 100 \text{ ton}$ y $P_L = 250 \text{ ton}$. El concreto tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. El factor de longitud efectiva será de $K=1.57$ (del nomograma del Manual IMCA, figura C.1.8.2, sección 1.8), y la longitud de la columna será de 4.00 m, consideraremos un perfil IR de acero ASTM A992 con esfuerzo de fluencia de $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$, y barras longitudinales de varilla corrugada con un esfuerzo de fluencia $F_{yr} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

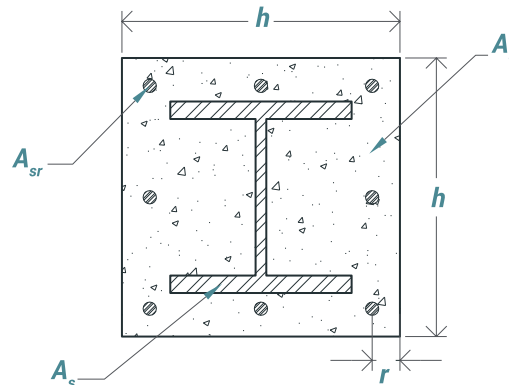


Figura 46. Sección compuesta de perfil embebido.

Para nuestro caso particular propondremos una sección H tipo IR 254 x 131.2 kg/m con las siguientes características geométricas:

$$A_s = 167.1 \text{ cm}^2, I_{xx} = 22,227 \text{ cm}^4, r_{xx} = 11.5 \text{ cm}, I_{yy} = 7,451 \text{ cm}^4, r_{yy} = 6.7 \text{ cm}.$$

Este perfil estará embebido en una sección de concreto de 40 cm x 40 cm con 8 varillas longitudinales del # 6 con un diámetro de $D=1.905 \text{ cm}$, con las siguientes propiedades.

$$A_{sr} = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \#Var = \left(\frac{\pi(1.905)^2}{4}\right)(8) = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$I_{xr} = I_{yr} = 6 \left(\frac{\pi D^4}{64} + a_{sr} d^2\right) = 6 \left(\frac{\pi(1.905)^4}{64} + (2.85)(16)^2\right) = 4,381.48 \text{ cm}^4$$

$$A_c = (h \times h) - A_s - A_{sr} = (40 \times 40) - 167.1 - 22.8 = 1,410.1 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{h \times h^3}{12} - I_{xx} - I_{xr} = \frac{(40)^4}{12} - 22,227 - 4,381.48 = 186,724.85 \text{ cm}^4$$

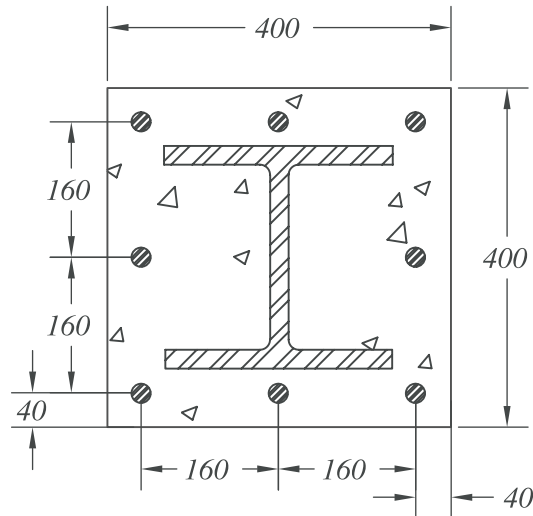


Figura 46. Sección compuesta de perfil embebido.

$$A_g = A_c + A_s + A_{sr}$$

$$A_g = h \times h = 40 \times 40 = 1,600 \text{ cm}^2$$

Las secciones transversales de las columnas compuestas pueden ser de cualquier forma, cuadradas, rectangulares, circulares, triangulares u otras formas que sean convenientes en casos particulares. Sin embargo, las más adecuadas en marcos compuestos son las cuadradas y rectangulares, con las barras de refuerzo longitudinal colocadas en las esquinas, o cerca de éstas.

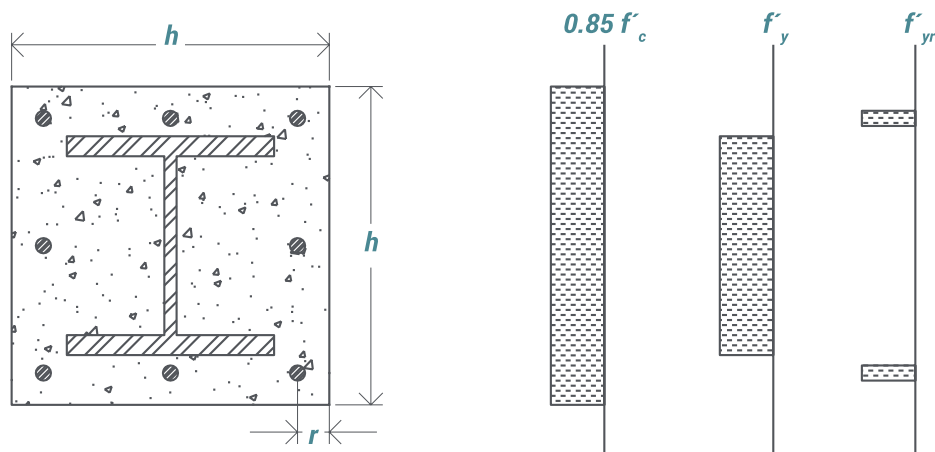


Figura 46b. Comportamiento de la sección compuesta.

Solución: Las especificaciones IMCA 5ta. edición no proporcionan ecuaciones para el diseño de columnas flexocomprimidas, sólo se indica que la resistencia nominal de las secciones transversales debe determinarse con el método de distribución plástica de esfuerzos o el de deformaciones compatibles.

Las especificaciones indican que el área de acero embebida debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.

$$\frac{A_s}{A_g} * 100 \geq 1\%$$

$$\frac{167.1}{1,600} * 100 = 10.44\% > 1\%$$

Área mínima de cada barra longitudinal, según el IMCA 5ta. edición, deben ser 9 mm² por cada 50 mm de separación, para nuestro caso, la separación de varillas es de 16 cm, quedando: $0.09 \times 16/5 = 0.288 \text{ cm}^2$ y para este ejemplo, la varilla que estamos empleando es de $\frac{3}{4}$ " con un $A = 2.85 \text{ cm}^2 > 0.288 \text{ cm}^2$, por lo que cumple con la segunda condición.

$$\rho_{sr} \geq 0.004$$

Para las 8 varillas:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{22.80}{1,600} = 0.014 > 0.004$$

Determinación de la resistencia axial

La resistencia nominal máxima en compresión, P_0 , de una sección transversal compuesta (o de una columna corta, en la que no hay inestabilidad), es:

$$\begin{aligned} P_0 &= A_s f_y + A_{sr} f_{yr} + 0.85 f'_c A_c \\ P_0 &= (167.1)(3,515) + (22.8)(4,200) + (0.85)(250)(1,410.1) \\ P_0 &= 982,762.75 \text{ kg} \\ P_0 &= 982.76 \text{ ton} \end{aligned}$$

La fuerza P_0 representa la resistencia de una columna corta comprimida.

Cálculo de la resistencia de diseño al pandeo

La resistencia de diseño de columnas compuestas en compresión axial, correspondiente al estado límite de pandeo en flexión, se determina con la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2}$$

P_e es la carga crítica de Euler, que en columnas compuestas se determina con la rigidez efectiva EI_{eff}

Cálculo de la rigidez efectiva EI_{eff}

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Donde:

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right)$$

$$C_1 = 0.1 + \left(\frac{167.1}{1,410.1 + 167.1} \right)$$

$$C_1 = 0.312 > 0.3$$

$$C_1 > 0.3 \text{ tomaremos el valor de } C_1 = 0.3$$

Como $C_1 > 0.3$ tomaremos el valor de $C_1 = 0.3$

En este coeficiente se refleja la influencia del confinamiento del concreto.

Los módulos de elasticidad del acero y del concreto son:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 14,000\sqrt{250}$$

$$E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$EI_{eff} = (2,039,000)(22,227) + 0.5(2,039,000)(4,381.48) + (0.3)(221,359.44)(186,724.85)$$

$$EI_{eff} = 62,187,764,329.025 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI_{eff} = 62,187,764.33 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2(62,187,764.33)}{[(1.57)(400)]^2} = 1,556.27 \text{ ton}$$

Revisión de la ecuación de columna que debe emplearse

$$\text{Si } P_e \geq 0.44P_0$$

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_0}{P_e}} \right] P_0$$

$$\text{Si } P_e < 0.44P_0$$

$$P_n = 0.877P_e$$

$$0.44P_0 = 0.44(982.76) = 432.41 \text{ ton}$$

Dado que $P_e > 0.44 P_0$, utilizaremos la siguiente fórmula para la resistencia nominal del miembro compuesto:

$$P_n = \left[0.658^{\frac{P_0}{P_e}} \right] P_0$$

$$P_n = \left[0.658^{\frac{982.76}{1,556.27}} \right] (982.76)$$

$$P_n = 754.50 \text{ ton}$$



Revisión por el método DEP:

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$$

$$P_a = P_D + P_L = 100 + 150 = 250 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{754.50}{2.00} = 377.25 \text{ ton}$$

$$P_a < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por el método DFCR:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(100) + 1.6(150) = 360 \text{ ton}$$

$$\phi_c P_n = (0.75)(754.50) = 565.88 \text{ ton}$$

$$P_u < \phi_c P_n$$

¡La sección es adecuada!



BIBLIOGRAFÍA

- 1.- "Manual of Steel Construction 2010", American Institute of Steel Construction (AISC).
- 2.- "Diseño de Estructuras de Acero: LRFD Method", Jack C. McCormac, Alfaomega, 2005, México.
- 3.- "Estructuras de Acero: Técnicas, Conceptos y Lenguaje", Luis Andrade de Mattos Dias, Instituto Latinoamericano del Hierro y del Acero (ILAFA), Zigarate, 2006.
- 4.- "Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas (NTC)", Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), 2017.
- 5.- "Manual de Construcción en Acero", Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Limusa, 5ta. edición.
- 6.- "Annual Book of ASTM Standards", American Specifications of Test and Materials, Staff, 2009.
- 7.- "Selection of Steel for Structures", Reidar Djørvhøvd, Tucson, Arizona.
- 8.- 2005 Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago Ill, Thirteenth edition.
- 9.- Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, Universidad de Stanford, McGraw Hill, 2007.



DIRECTORIO

OFICINAS COMERCIALES

T. +52 55 5262 7300 / Av. Ejército Nacional 216 P.2. Anzures, Miguel Hidalgo, CDMX, 11590

PLANTAS

CD. SAHAGÚN

T. +52 791 913 8105 / Km. 3 Ctra. Mex - Cd. Sahagún, Zona Ind. Tepeapulco, Cd. Sahagún, Hidalgo, 43990

TULTITLÁN

T. +52 55 5894 0044 / 2487 2065 / Primera Sur S/N, Independencia, Tultitlán, Edo. de México, 54915

LA PRESA

T. +52 55 5003 4030 / 5062 1916 / Av. La Presa 2, Zona Industrial La Presa, Tlalnepantla, Edo. De México, 54187

DISTRIBUCIÓN

CDMX

T. +52 55 5089 8930 / Año 1857 8, Ticomán, Gustavo A. Madero, CDMX, 07330

MONTERREY

T. +52 81 8748 7610 / Blvd. Carlos Salinas de Gortari 404, Centro Apodaca, Nuevo León, 66600

PATIOS DE CHATARRA Y CENTROS DE RECOLECCIÓN

CD. SAHAGÚN

T. +52 791 9138 105 / Km. 3 Ctra. Mex - Cd. Sahagún, Zona Ind. Tepeapulco, Cd. Sahagún, Hidalgo, 43990

LA PRESA

T. +52 55 5003 4030 / 5062 1916 / Av. La Presa 2, Zona Industrial La Presa, Tlalnepantla, Edo. de México, 54187

LOS REYES

T. +52 55 5856 1651 / Tepozanes Los Reyes, Acaquilpan, México, 56428

GUADALAJARA

T. +52 33 3668 0285 / 36702769 / Av. 18 de Marzo 531, La Nogalera, Guadalajara, Jalisco, 44470

SAN JUAN

T. +52 55 2603 3275 / 5262 7359 / San Juan 675, Granjas Modernas, CDMX, 07460

TULTITLÁN

T. +52 55 5894 0044 / 2487 2065 / Primera Sur S/N, Independencia, Tultitlán, Edo. de México, 54915

VERACRUZ

T. +52 229 923 1359 / Ctra. Fed. Aluminio L. 7 o Camino Puente Roto Km. 1.5, Nuevo Veracruz, Veracruz, 91726



GERDAU CORSA

El futuro se moldea

Somos más allá del acero.

gerdaucorsa.com.mx



Gerdau Corsa. El futuro se moldea.