

Trabajo fin de grado
Grado Ingeniería de las Tecnologías Industriales

Estudio numérico-analítico del comportamiento
frente a pandeo lateral de vigas mixtas según E.4

Autor: Miguel Fuentes Bordallo

Tutor: Héctor Cifuentes Bulté

Grupo de Estructuras
Dep. Mecánica de los Medios Continuos y
Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla

Sevilla, 2015



Trabajo fin de grado
Grado de Ingeniería de las Tecnologías Industriales

Estudio numérico-analítico del comportamiento frente a pandeo lateral de vigas mixtas según E.4

Autor:
Miguel Fuentes Bordallo

Tutor:
Héctor Cifuentes Bulté

Grupo de Estructuras
Dep. De Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2015

Proyecto Fin de Carrera: Estudio numérico-analítico del comportamiento frente a pandeo lateral de vigas mixtas según E.4

Autor: Miguel Fuentes Bordallo

Tutor: Héctor Cifuentes Bulté

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2015

El Secretario del Tribunal

A mi familia

A mis maestros

AGRADECIMIENTOS

Hace cinco años comenzó una nueva etapa en mi vida, después de selectividad dio comienzo mis estudios universitarios. Auguré una época dura, donde tendría que emplearme a fondo y trabajar al máximo para superar de forma satisfactoria las dificultades que se estaban por plantear. Los años de carrera han sido un camino lleno de altibajos, interminable en algunas ocasiones, donde el esfuerzo y la constancia son las principales herramientas para conseguir llegar al final. Afortunadamente, personas nuevas en mi vida y en especial otras ya conocidas, se han convertido en un elemento esencial en el recorrido sin cuyo apoyo no podría haber realizado dicho viaje.

Querría expresar mi reconocimiento y agradecimiento a todas aquellas personas que, gracias a su colaboración, han contribuido a la realización de este Trabajo Fin de Grado: En primer lugar, mi sincero agradecimiento a Héctor Cifuentes Bulté, tutor de este proyecto, por su consejo, ayuda y dedicación durante el desarrollo de este trabajo. Un agradecimiento especial a mi madre, María Dolores Bordallo Álvarez, por su apoyo y colaboración durante todos estos años especialmente en los momentos difíciles. También agradecer a la Escuela y a los diferentes profesores y departamentos que durante estos años me han enseñado y gracias a los cuales he aprendido tantas cosas a lo largo de la carrera.

Miguel Fuentes Bordallo
Sevilla, 2015

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La principal motivación para la realización de este trabajo reside en la dificultad de encontrar un método que defina de forma sencilla el cálculo del momento último frente a pandeo lateral de una viga mixta debido a las dificultades que nos encontramos para obtener el valor de la rigidez transversal por unidad de longitud necesario para el cálculo del momento crítico de la viga según las diferentes normativas.

Dicho valor de la rigidez transversal depende tanto de la rigidez a flexión del alma de acero como de la del hormigón fisurado existiendo problemas para la definición de este último valor debido a la obtención numérica del momento de inercia de la sección homogeneizada.

En el capítulo 2, realizamos una breve introducción sobre los conceptos generales de las estructuras mixtas así como, sus principales usos, los diferentes aspectos y las conexiones que existen entre ambos elementos para que dicha unión tenga la suficiente resistencia y rigidez para permitir que ambos componentes sean calculados como parte es de un único elemento estructural.

El capítulo 3 está enfocado en un análisis de la normativa del eurocódigo 4, en el cual observamos las diferentes comprobaciones a realizar para obtener el valor de la resistencia de las secciones transversales de las estructuras mixtas de acero y hormigón y más específicamente su comportamiento frente al fenómeno de pandeo lateral.

Los métodos recogidos en la norma para conseguir el valor de cálculo del momento resistente para dicha inestabilidad dependen de numerosos factores tales como la clase de la sección y más concretamente del valor de la rigidez torsional.

La obtención de estos valores para definir el momento crítico y así obtener el momento último de la sección corresponde a la finalidad de este trabajo.

El capítulo 4 está referido a una comparación numérica-analítica de los valores asociados al momento crítico de las diferentes inestabilidades utilizando la normativa anteriormente mencionada y comparándola con un modelo basado en un programa de elementos finitos, obtenemos los valores del momento crítico inicialmente para el pandeo de Euler validando ambos modelos, en el cálculo del pandeo lateral utilizamos primero secciones de acero para los cuales hacemos uso de la normativa referente al código técnico y al eurocódigo 3 asociado a las estructuras de acero y para los siguiente casos empleamos vigas mixtas las cuales comprobamos con el eurocódigo 4.

En el capítulo 5 una vez obtenidos estos valores comparamos los resultados conseguidos por ambos métodos y realizamos unos ensayos de sensibilidad variando una serie de parámetros a fin de ver el rango para el cual es válida la ecuación enunciada por la norma.

Para el capítulo 6 realizamos un análisis paramétrico en el cual vamos a ir variando alguno de los valores más importantes, basándonos en los resultados obtenidos en el apartado anterior y viendo la influencia de éstos sobre diferentes valores, tal como, la rigidez transversal y la esbeltez reducida.

1 INDICE

AGRADECIMIENTOS	8
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	9
ÍNDICE DE FIGURAS	12
ÍNDICE DE TABLAS	15
NOTACIÓN	16
2 CONCEPTOS GENERALES DE VIGAS MIXTAS	18
2.1 <i>Introducción</i>	18
2.2 <i>Utilización.</i>	18
2.2.1 Aspectos a considerar en estructuras mixtas.	19
2.3 <i>Conexiones</i>	21
2.3.1 Conectores	22
2.4 <i>Comparación con otros métodos</i>	25
2.4.1 Métodos constructivos	26
3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS MIXTAS SEGÚN EL EUROCODIGO 4	28
3.1 <i>Estado límite último</i>	28
3.1.1 Anchura eficaz	28
3.2 <i>Resistencia de las secciones transversales de vigas</i>	30
3.2.1 Resistencia a flexión	30
3.2.2 Resistencia a cortante	35
3.2.3 Pandeo lateral de vigas mixtas	41
3.2.4 Fuerzas transversales en el alma	46
3.2.5 Conexión	47
3.2.6 Esfuerzo rasante	51
4 CÁLCULO DE INESTABILIDADES	55
4.1 <i>Pandeo de Euler</i>	55
4.1.1 Cálculo Teórico	56
4.1.2 Análisis Lineal	56
4.2 <i>Pandeo lateral</i>	57
4.2.1 Perfiles metálicos según Código Técnico y eurocódigo 3	57
4.2.1.2 Cálculo teórico perfil IPE	60
4.2.2 Cálculo teórico sección mixta según Eurocódigo 4	63
4.2.3 Cálculo sección homogénea	70
4.3 <i>Cálculo sección completa con armadura inferior</i>	73
5 CALCULO ANÁLITICO DE PANDEO LATERAL	77
5.1 <i>Viga mixta</i>	78
5.2 <i>Análisis de Sensibilidad</i>	80
5.3 <i>Modelo viga mixta con celosía</i>	89
5.3.1 Viga mixta sin celosía	89
5.3.2 Viga mixta con celosía	92

6	ANÁLISIS PARAMÉTRICO	94
6.1	<i>Rigidez transversal respecto a la distancia entre los perfiles</i>	94
6.1.1	Influencia del canto de la losa	94
6.1.2	Influencia del espesor del alma	95
6.1.3	Influencia de la cuantía de armado	96
6.2	<i>Mcr/Mu respecto a la distancia entre los perfiles</i>	96
6.2.1	Influencia del canto de la losa	104
6.2.2	Influencia del espesor del alma	105
6.2.3	Influencia de la cuantía de armado	106
6.3	<i>Esbeltez reducida respecto a la distancia entre los perfiles</i>	106
6.3.1	Influencia del canto de la losa	107
6.3.2	Influencia de la altura del perfil	108
6.3.3	Influencia de la cuantía de armado	108
7	CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS	110
8	BIBLIOGRAFÍA	112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Secciones mixtas	13
Figura 2. Tipos de conexión	21
Figura 3. Pernos	22
Figura 4. Tacos	22
Figura 5. Anclajes y cercos	23
Figura 6. Tacos con anclajes o cercos	23
Figura 7. Angulares	24
Figura 8. Tornillos pretensados	24
Figura 9. Luces equivalentes para la anchura eficaz del ala de hormigón	29
Figura 10. Coeficiente de reducción	32
Figura 11. Relación simplificada entre M_{pl} y N_c en secciones con la losa de hormigón comprimida	33
Figura 12. Distribución plástica de tensiones en flexión positiva con conexión parcial	34
Figura 13. Relación entre M_{rd} y N_c para los conectores dúctiles	34
Figura 14. Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante	36
Figura 15. Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas	37
Figura 16. Disposición de los aceros	38
Figura 17. Secciones transversales típicas de un tablero con vigas embebidas	39
Figura 18. Distribución de tensiones para M_{rd} en una parte del tablero con vigas embebidas	40
Figura 19. Pórtico en U invertida ABCD resistente al pandeo lateral	42
Figura 20. Modelo del pórtico en U	45
Figura 21. Luces equivalentes para la anchura eficaz de las alas de hormigón	49
Figura 22. Viga con chapa nervada transversal a la viga	50
Figura 23. Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico	52
Figura 24. Distribución del esfuerzo rasante a lo largo del interfaz	53
Figura 25. Modelo pandeo de Euler	55
Figura 26. Pandeo Euler según Ansys	57
Figura 27. Sección rectangular	58
Figura 28. Deformada sección rectangular	60
Figura 29. Sección IPE	60

Figura 30.Deformada sección IPE	63
Figura 31.Diagrama de tensiones sección mixta	65
Figura 32. Sección mixta	66
Figura33. Deformada sección mixta	69
Figura34. Sección reducida	70
Figura 35.Deformada ancho reducido	71
Figura 36.Sección canto reducido	72
Figura 37.Deformada canto reducido	72
Figura 38.Sección completa	73
Figura 39.Distribución de Tensiones	74
Figura 40.Deformada sección completa	76
Figura 41.Pórtico en U invertida ABCD resistente a pandeo lateral	77
Figura 42.Giro de la sección mixta	79
Figura 43.Desplazamiento en dirección x de la sección mixta	79
Figura 44.Sección variando distancia entre perfiles	80
Figura 45.Deformada variando distancia entre perfiles	81
Figura 46.Deformada variando distancia entre perfiles y E	82
Figura 47.Sección variando espesor de los perfiles	82
Figura 48.Deformada variando espesor de los perfiles	83
Figura 49.Deformada variando espesor de los perfiles y E	84
Figura 50.Sección variando altura de los perfiles	84
Figura 51.Sección variando altura de los perfiles	85
Figura 52.Deformada variando la altura de los perfiles y E	86
Figura 53.Sección variando espesor del hormigón	88
Figura 54.Deformada variando espesor del hormigón	88
Figura 55.Deformada variando espesor del hormigón y E	89
Figura 56. Sección viga mixta sin celosía	90
Figura 57.Deformada sección mixta sin celosía	90
Figura 58. Sección viga mixta con celosía	92
Figura 59.Deformada sección mixta con celosía	92
Figura 60.Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando canto de losa	94
Figura 61.Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando espesor del alma	95
Figura 62.Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando cuantía del armado	96
Figura 63.Diagrama de Tensiones	98

Figura 64.Diagrama Tensional	100
Figura 65.Diagrama Tensional de axiles	100
Figura 66.Perfil IPE	102
Figura 67.Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando canto de la losa	105
Figura 68.Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando espesor del alma	106
Figura 69.Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando cuantía del armado	107
Figura 70.Gráfica esbeltez reducida frente distancia entre perfiles variando canto de la losa	108
Figura 71.Gráfica esbeltez reducida frente distancia entre perfiles variando la altura del perfil	109
Figura 72.Gráfica esbeltez reducida frente distancia entre perfiles cuantía del armado	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparación de viga mixta – viga de acero	20
Tabla 2. Comparación de estructuras mixtas–hormigón armado	21
Tabla 3. Diámetro máximo de barras para armaduras de alta resistencia	31
Tabla 4. Canto máximo h de elementos de acero no embebidos	44

NOTACIÓN

Constante que depende de la distribución de momentos	$C_4 := 6.2$
Módulo de elasticidad longitudinal del acero	$E_a := 210000 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad transversal del acero	$G_a := 80770 \cdot \text{MPa}$
Resistencia característica del hormigón	$f_{ck} := 30 \cdot \text{MPa}$
Coefficiente de reducción de resistencia del hormigón	$\gamma_c := 1.5$
Resistencia de cálculo del hormigón	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 2 \times 10^7 \text{ Pa}$
Resistencia característica del acero	$f_{yk} := 275 \cdot \text{MPa}$
Coefficiente de reducción de resistencia del acero	$\gamma_s := 1.1$
Resistencia de cálculo del acero	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 2.5 \times 10^8 \text{ Pa}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s := 200000 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E_c := 21000 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad secante medio del hormigón	$E_{cm} := 32000 \cdot \text{MPa}$
Coefficiente de Poisson del acero	$\nu_a := 0.3$
Densidad del hormigón	$\rho := 25 \cdot \text{kPa}$

2 CONCEPTOS GENERALES DE VIGAS MIXTAS

2.1 Introducción

En el Eurocódigo 4 (EC4) se tiene la definición de Elemento mixto como “elemento estructural compuesto por hormigón y acero estructural o conformado en frío, interconectados por conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre el hormigón y acero; y el despegue de un componente del otro”. [2]

La idea principal en esta definición es la interconexión entre materiales; esta “interconexión” ya se produce en otros tipos de elementos como el hormigón armado, donde un material está totalmente embebido dentro del otro.

La diferencia radica en el modo de conseguir la unión; lo que nos lleva a definir el conector, que según el EC4 es “unión entre el acero y el hormigón de un elemento mixto que tiene la suficiente resistencia y rigidez para permitir que ambos componentes sean calculados como parte de un único elemento estructural”.

Este elemento es el que diferencia a las estructuras de acero y hormigón de las estructuras mixtas.

2.2 Utilización.

La combinación de materiales de construcción más importante y más frecuentemente empleada tanto en edificación como en la construcción de puentes es la de acero y hormigón. El uso de estas estructuras mixtas se puede justificar por la optimización en el comportamiento de los diferentes componentes.

A pesar de ser muy diferentes en su naturaleza, estos dos materiales se complementan dado que:

- El hormigón es eficiente en compresión y el acero en tracción.
- Los componentes de acero son relativamente delgados y propensos a pandear, el hormigón puede arriostrar dichos componentes evitando su pandeo.
- El hormigón también proporciona protección contra la corrosión y aislamiento térmico a altas temperaturas provocadas por incendios.
- El acero proporciona mayor ductilidad a la estructura, se produce la plastificación en el momento de alcanzar la carga máxima aumentando las deformaciones sin aumento de carga hasta el límite para el cual se producirá la ruptura en el cual el elemento haya sufrido grandes deformaciones.

Las vigas son piezas lineales, generalmente horizontales, en las que predomina la flexión según el plano principal correspondiente al eje fuerte, las secciones que se suelen emplear están indicadas en la *figura 1* donde el canto de la cabeza de hormigón coincide con el del forjado que sustenta; las variables b) y c), secciones parcialmente embebidas y peraltadas, se utilizan para reducir el cuelgue del perfil metálico o aumentar el canto de la viga mixta, respectivamente.[1]

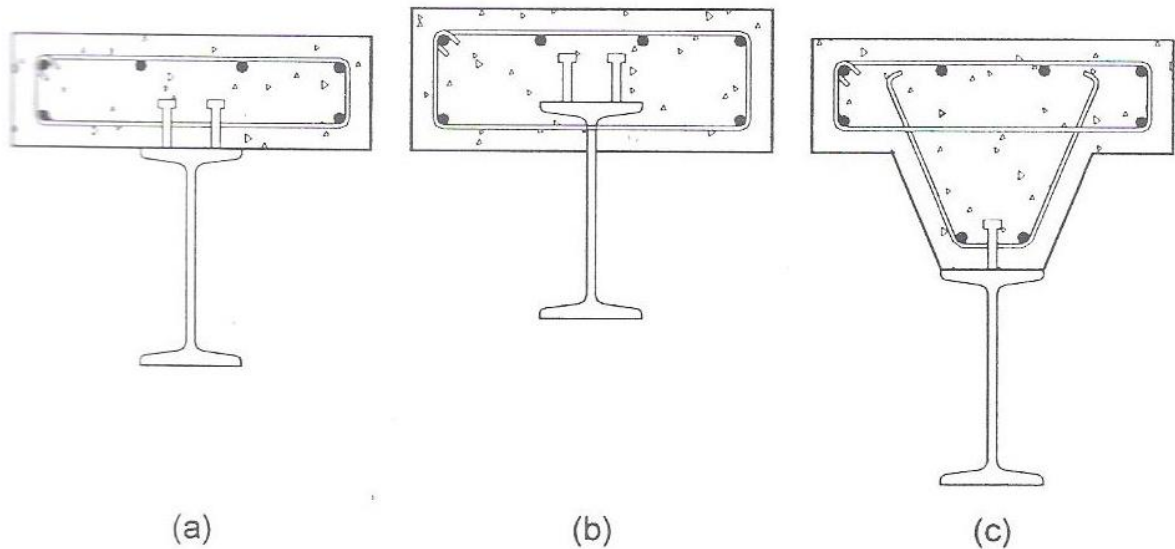


Figura 1 secciones mixtas

2.2.1 Aspectos a considerar en estructuras mixtas.

El diseño integral de una estructura implica no sólo la optimización de la resistencia para las cargas máximas, su rigidez y su ductilidad, sino también la consideración de aspectos como los de tipo arquitectónico, económico, constructivo o de utilización.

2.2.1.1 Aspectos arquitectónicos.

Diseñar con estructuras mixtas ofrece muchas variaciones arquitectónicas pudiendo combinar diferentes tipos de elementos mixtos.

Además de reducciones en las dimensiones de las vigas, se consiguen:

- Mayores vanos para las vigas
- Losas más delgadas
- Pilares más esbeltos

Y ofrecen flexibilidad y más oportunidades para el diseño.

2.2.1.2 Aspectos económicos.

Como consecuencia de poder disponer de menores dimensiones en las piezas y de poder llevar a cabo un montaje más rápido, el potencial de ahorro económico es enorme.

Las estructuras mixtas son fáciles de montar y precisan menores tiempos de construcción

- Ahorro de costes, conclusión más rápida del edificio.
- Menores costes de financiación.
- Listos antes para su utilización aumentando su rentabilidad.

2.2.1.3 Funcionalidad.

Las estructuras de acero convencionales emplean sistemas de protección contra el fuego para aislar el acero del calor del fuego. Por su parte las estructuras mixtas alcanzan su resistencia al fuego igual que las estructuras de hormigón armado en las que el hormigón protege al acero debido a su mayor masa y relativamente inferior conductividad térmica.

Lo mismo que las losas mixtas pueden resistir el fuego, las vigas mixtas pueden emplearse con alas desprotegidas. En este caso el espacio entre las alas deberá de rellenarse con hormigón y armadura de refuerzo adicional. Esto no solo mantiene las temperaturas relativamente bajas en el alma y el ala superior, sino que también proporciona resistencia a flexión, compensando la reducción que se produce en la contribución a la resistencia por parte del ala inferior caliente.

2.2.1.4 Ensamblaje.

Los forjados mixtos son hoy en día la propuesta preferida para un amplio rango de estructuras, proporcionando al diseñador y clientes las siguientes ventajas:

- Superficie de trabajo:

Antes de hormigonar, la superficie metálica proporciona una superficie de trabajo segura, que permite acelerar el proceso constructivo en su conjunto.

- Encofrado permanente:

La superficie metálica que discurre de viga a viga, constituye un encofrado permanente para el hormigón, habitualmente no son necesarios los apuntalamientos. Dicha superficie constituye además una buena barrera para el vapor. La parte inferior de la losa permanece limpia después del hormigonado y el uso de chapas metálicas con capas de color puede proporcionar un aspecto estético atractivo para el techo, aunque la pintura puede dar lugar a problemas con los conectores soldados.

- Armadura de refuerzo:

La armadura dispuesta en la sección transversal del forjado es normalmente suficiente por sí misma para soportar los momentos positivos. En ocasiones se dispone de una malla de refuerzo para soportar los movimientos debidos a la retracción o a las variaciones de temperatura o bien para proporcionar continuidad sobre los soportes intermedios (momentos negativos). La acción mixta se obtiene por medio de la forma perfilada o por medios mecánicos mediante las hendiduras o estampado del perfil de acero.

- Velocidad y simplicidad de construcción:

Las propiedades que presentan los paneles de acero para construir el piso soporte combinando elevada rigidez y bajo peso, facilitan considerablemente el transporte y almacenaje del material en el lugar de montaje. A menudo un camión es capaz de transportar hasta 1500 m² de paneles. Un equipo de cuatro personas puede colocar hasta 400 m² de piso por día. Los paneles son elementos prefabricados ligeros fácilmente transportados y colocados por dos o tres personas.

- Productos de calidad controlada:

Los componentes de acero de las estructuras mixtas son elaborados bajo condiciones controladas de fábrica. Esto permite el establecimiento de procedimientos más estrictos de calidad, lo que conduce a una mayor precisión y calidad en la construcción.

2.3 Conexiones

El comportamiento de la sección afecta a la resistencia global de la pieza: si suponemos inicialmente una viga formada por la cabeza de hormigón y el perfil metálico sin elementos de conexión, *figura 2(a)*, no podemos considerarla una pieza mixta puesto que al cargarla se deforma como se indica en (b), hay deslizamiento en la superficie de contacto entre los materiales comportándose como dos partes superpuestas y soportan las cargas proporcionalmente a su rigidez bajo el estado tensional indicado para cada una, con tracciones y compresiones. Si en la misma viga disponemos elementos de conexión que impidan el deslizamiento obligando a que se comporte como una sola pieza(c), se produce otro estado tensional, sin tracciones en el hormigón y con compresiones pequeñas en el acero.[1]

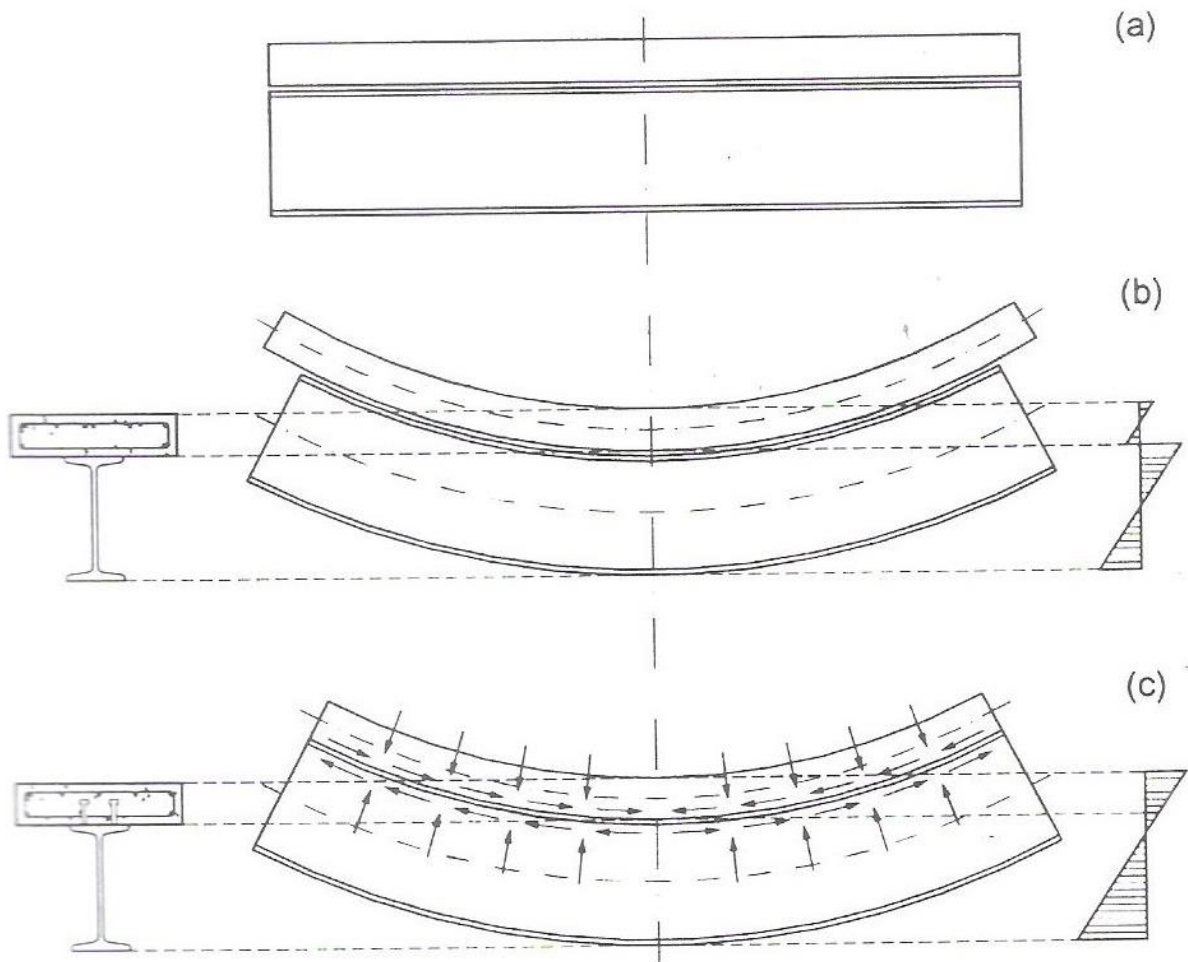


Figura 2 Tipos de conexión

2.3.1 Conectores

Corresponden a los dispositivos encargados de solidarizar el acero y el hormigón en una pieza mixta, son elementos metálicos que suelen ir soldados al perfil por lo que la calidad del material ha de ser adecuada a la técnica de soldadura utilizada. Constructivamente se pueden utilizar las siguientes soluciones:

- **Pernos:** Elementos cilíndricos, generalmente provistos de cabeza que actúa como anclaje en el hormigón frente a los esfuerzos de tracción. *Figura 3*, soldados por un procedimiento automático mediante pistola especial que facilita la colocación.[5]

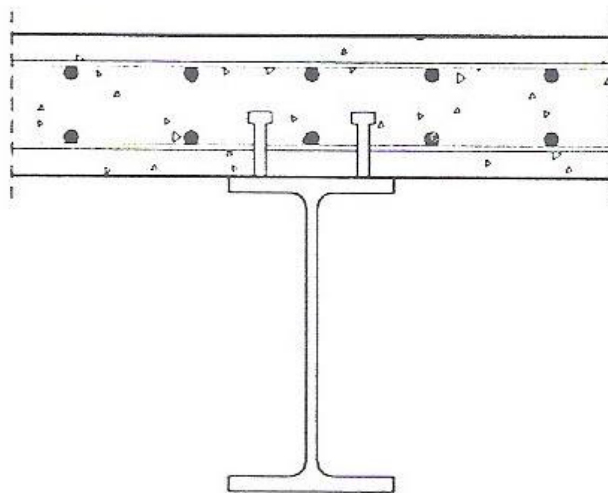


Figura 3 Pernos

- **Tacos:** Formados por trozos cortos de perfil metálico con redondos soldados para mejorar su adherencia al hormigón y evitar el despegue, *figura 4*; no se deben emplear formas en cuña *figura 4* y su cara frontal será suficientemente rígida para suponer que la presión del hormigón se distribuye de manera uniforme sobre ella.

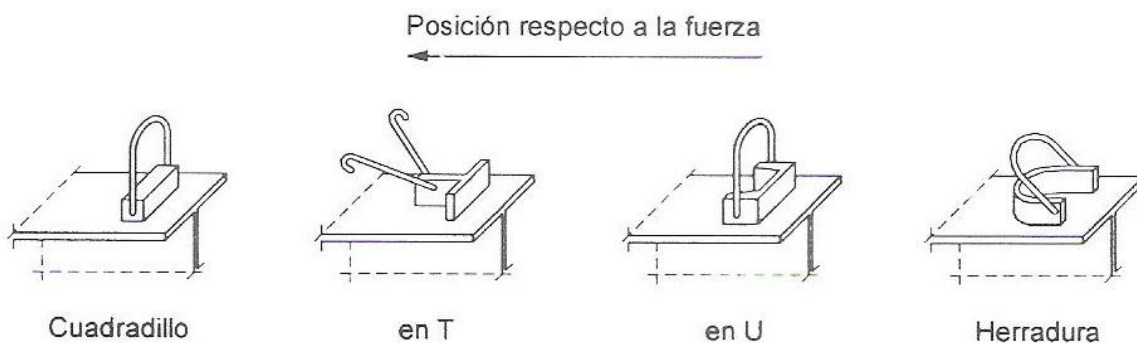


Figura 4 Tacos

- **Anclajes y cercos:** Formados por acero redondo-preferentemente barras corrugadas-soldados al perfil estructural y anclados quedan abiertos y cercos o asas si están cerrados. *Figura 5*

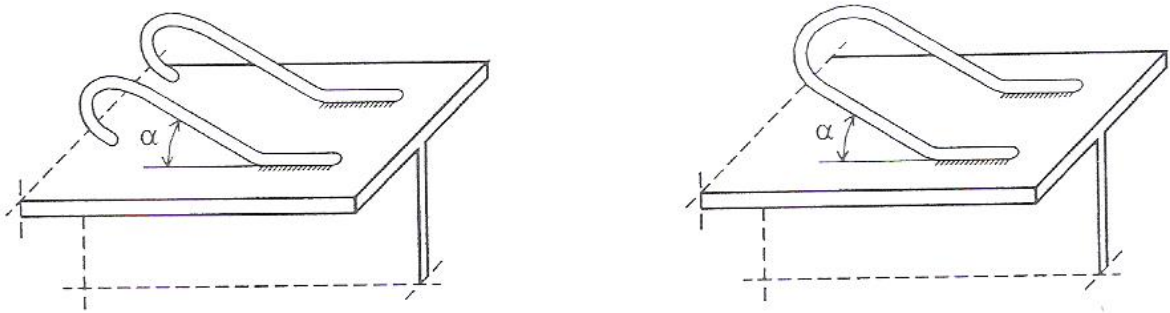
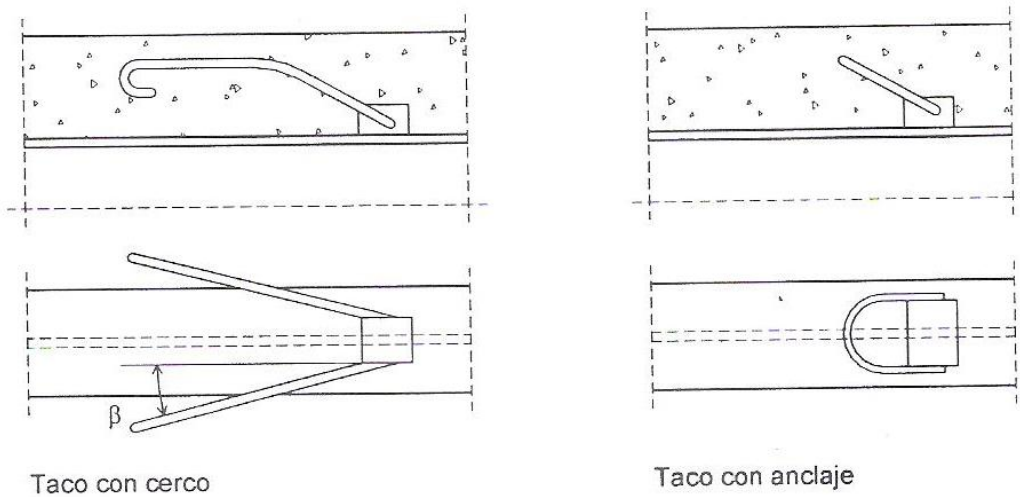


Figura 5 Anclajes y pernos

- **Tacos con anclajes o cercos:** Combina los dos tipos anteriores, *figura 6* y puede suponerse que ambos comparten la carga teniendo en cuenta la diferencia de rigidez entre ellos.



Taco con cerco

Taco con anclaje

Figura 6 Tacos con anclajes o cercos

- **Angulares:** Solución similar a los tacos que ,por flexibilidad de su ala vertical, no produce distribución uniforme de presiones, *Figura 7*



Figura 7 Angulares

- **Tornillos pretensados:** Mediante una solución como el ejemplo de la *Figura 8*, se puede conectar una cabeza prefabricada a un elemento metálico; es necesario distribuir la presión de apretadura sobre el hormigón y se puede calcular con los criterios habituales en estructuras metálicas para uniones resistentes a deslizamiento; prácticamente no tienen aplicación en edificación puesto que no se suele utilizar losas prefabricadas.

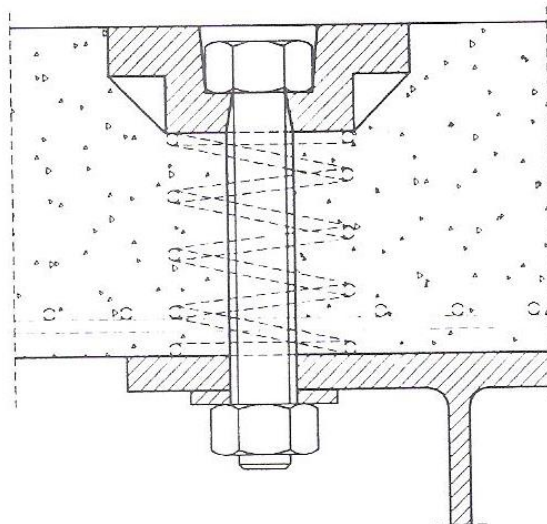


Figura 8 Tornillos pretensados

2.4 Comparación con otros métodos

Es necesario emplear piezas mixtas en el diseño, para beneficiarse de las ventajas disponibles. Así las estructuras mixtas presentan una mayor rigidez y capacidad de carga para las mismas dimensiones comparadas con el acero solo.[2]

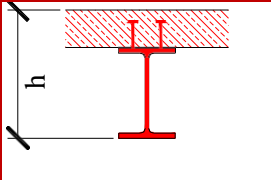
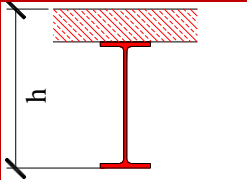
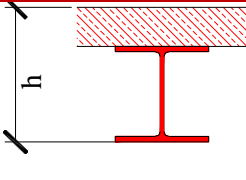
			
	Viga Mixta	Viga sin conexión a rasante	
Sección de Acero	IPE 400	IPE 550	HEB 360
Altura constructiva (mm)	560	710	520
Capacidad de carga	100%	100%	100%
Peso de Acero	100%	159%	214%
Altura relativa	100%	127%	93%
Rigidez	100%	72%	46%

Tabla 1 Comparación de viga mixta – viga de acero

En la tabla anterior se compara una viga mixta con dos tipos de vigas de acero sin conexión de rasante alguna a la losa de hormigón. La capacidad de carga es prácticamente la misma pero se aprecian diferencias en la rigidez y la altura constructiva.

Generalmente las dimensiones de la sección transversal de los elementos de estructuras mixtas son mucho menores que en hormigón armado o en acero estructural solo. La tabla siguiente, por ejemplo, compara las dimensiones de pilares y vigas mixtas de cierta envergadura con piezas equivalentes en hormigón armado bajo las mismas condiciones de carga.


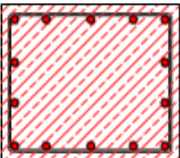
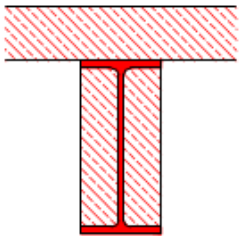
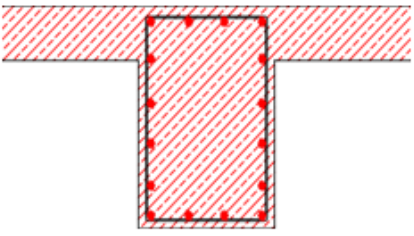
	<i>Mixta</i>	<i>Hormigón Armado</i>
<i>Pilar</i>		
<u>Dimensiones</u> (cm)	70/70	80/120
<i>Viga</i>		
<u>Dimensiones</u> (cm)	160/40	160/120

Tabla 2 Comparación de estructuras mixtas–hormigón armado

2.4.1 Métodos constructivos

Tradicionalmente se han desarrollado dos métodos constructivos ambos con sus ventajas y sus inconvenientes que a continuación mencionamos:

- El método convencional de construcción del hormigón presenta un estilo muy bien considerado, libertad de formas y contornos, fácil de manipular in situ, resistencia térmica, aislamiento al ruido y resistencia contra el ataque químico. En contraste a estas ventajas se comporta deficientemente desde el punto de vista de la relación entre resistencia y carga muerta, tiempo preciso de encofrado y la prolongación en el tiempo de construcción debido al endurecimiento del hormigón. Además, dado que el hormigón por sí sólo no soporta tracciones, se deben de colocar armaduras que implican nuevas demoras constructivas.
- La principal ventaja de la construcción empleando paneles de acero es la elevada relación entre la capacidad de aplastamiento y peso. Dado que la fabricación se puede hacer por anticipado sin depender de las condiciones atmosféricas, el montaje es muy simple y con pequeñas tolerancias. La resistencia al fuego de las construcciones de acero estructural desnudo puede ser un problema. Esto solo puede resolverse empleando más material o mediante medidas preventivas costosas. Finalmente también podemos mencionar como desventaja de este tipo de construcción, la necesidad de disponer de un personal más cualificado.

Entonces comparando estos dos métodos, vemos que una combinación de ambos conduciría al camino más económico.

Más que tomando solamente las ventajas de cada método incluso nuevas ventajas pueden alcanzarse. Así por ejemplo, en la construcción mixta se pueden alcanzar mayores capacidades de compresión que en el acero o en el hormigón. Pero también la rigidez y la redistribución plástica se pueden mejorar combinando el acero estructural con el hormigón. Por un lado esto permite utilizar las reservas plásticas del sistema y por el otro reducir los coeficientes de seguridad debido a la ductilidad inherente de los modos de fallo.

Hablando sobre la construcción mixta debería mencionarse que en muchos casos realmente la tecnología de edificación mixta es la solución más eficiente. Estrictamente pieza mixta significa la interacción de dos materiales en un elemento estructural mientras que la filosofía de la edificación mixta incluye la combinación de elementos o piezas estructurales elaboradas con diferentes métodos constructivos.

Las estructuras de hormigón reforzado son ampliamente usadas en una variedad de situaciones y aplicaciones; estas, son diseñadas siguiendo metodologías elásticas o procedimientos de rotura simplificados y basados en datos experimentales. En los primeros se usan conceptos de la teoría de la elasticidad, que actualmente se encuentran vigentes en los reglamentos de diseño, pero en los que se hace poco énfasis. De la misma forma, los procedimientos para la evaluación de desplazamientos y deflexiones se basan en conceptos elásticos. Las segundas metodologías de diseño se basan en datos y consideraciones experimentales.

Aunque las metodologías experimentales son adecuadas para el diseño convencional de elementos de hormigón reforzado, la aparición de los ordenadores y el desarrollo de la técnica de simulación numérica conocida como el método de los elementos finitos ha permitido el desarrollo y aplicación de teorías no lineales en una forma mucho más amplia.

3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS MIXTAS SEGÚN EL EUROCÓDIGO 4

3.1 Estado límite último

3.1.1 Anchura eficaz

3.1.1.1 General

Se debe tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero o hormigón sometidas a cortante en su plano.

Los efectos del arrastre del cortante en elementos con chapas de acero deberían considerarse de acuerdo a la norma EN-1993-1-1[3].

Cuando se empleen análisis globales elásticos, puede suponerse una anchura eficaz constante en la totalidad de cada vano. Este valor puede tomarse $b_{eff,1}$ en el centro del vano para un tramo apoyado en ambos extremos:

$$b_{eff,1} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Con:

- b_0 Distancia entre los centros de los conectadores extremos
- b_{ei} Anchura eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, con valor igual a $(L_e/8)$, Con L_e la distancia aproximada entre los puntos con momento flector nulo, en vigas mixtas donde la envolvente de momentos correspondiente a varias combinaciones de carga rige el cálculo, y en voladizos, se puede aproximar L_e como la *figura 1*. El valor $(L_e/8)$ debe ser menor que la anchura geométrica b_i , que resulta la distancia del conectador del cortante extremo a un punto medio entre las almas contiguas, medido a mitad de altura del ala de hormigón, excepto para un borde libre en el que b_i es la distancia al borde libre

En el caso de un apoyo extremo, este valor puede tomarse $b_{eff,2}$:

$$b_{eff,2} = b_0 + \sum \beta_i * b_{ei}$$

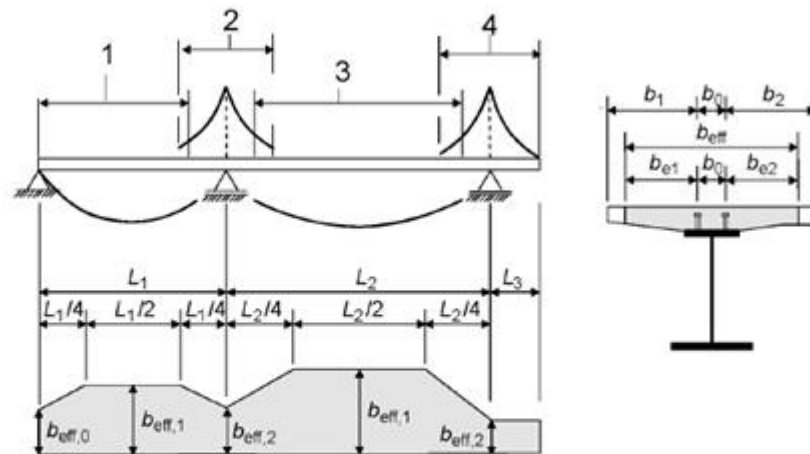
Con:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 * \frac{L_e}{b_{ei}}) \leq 1,0$$

La distribución de anchuras eficaces entre zonas de apoyos y de centros de vano puede suponerse como se muestra en la *figura 9*.

La distribución transversal de tensiones debidas al arrastre de cortante puede tenerse en cuenta tanto para las alas de hormigón y acero, según la norma EN 1993-1-5.

En las secciones transversales con momentos flectores procedentes del sistema de la viga principal y de un sistema local, las anchuras eficaces pertinentes para el sistema de la viga principal y del sistema local deberían emplearse con los momentos flectores pertinentes.



Leyenda

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ para $b_{eff,1}$
- 2 $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ para $b_{eff,2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ para $b_{eff,1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ para $b_{eff,2}$

Figura 9. Luces equivalentes para la anchura eficaz del ala de hormigón

3.1.1.2 Edificación

Como simplificación para edificación, se puede tomar una anchura eficaz constante en toda la zona de momentos positivos de cada vano. Esta anchura puede tomarse con valor igual al valor de $b_{eff,1}$ en el centro del vano y en la zona de momentos negativos en ambos lados de un apoyo intermedio, la anchura puede tomarse igual al valor de $b_{eff,2}$.

3.2 Resistencia de las secciones transversales de vigas

3.2.1 Resistencia a flexión

3.2.1.1 General

El valor de cálculo de la resistencia a flexión se determina por la teoría plástica siempre que la sección mixta esté en clase 1 o clase 2 y cuando no se utilice pretensado mediante tendones, para otras condiciones se puede aplicar un análisis elástico y de la teoría no lineal, pudiéndose suponer que la sección mixta permanece plana si la conexión y la armadura transversal se dimensionan de acuerdo al apartado de conexiones.

En dichos cálculos se debe despreciar la resistencia a tracción del hormigón y cuando la parte de acero de un elemento mixto tenga curvatura en planta, los efectos de la curvatura se deberían tener en cuenta.

3.2.1.1.1 Momento plástico resistente

Para el cálculo del $M_{pl,Rd}$ se deberán considerar las siguientes hipótesis:

- Total interacción entre el acero estructural, las armaduras y el hormigón
- El área eficaz del elemento de acero estructural alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{yd} a tracción o a compresión
- El área eficaz de la armadura longitudinal en tracción alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{yd} a tracción o a compresión. En cambio, la armadura comprimida de una losa de hormigón se puede despreciar.
- El área eficaz del hormigón comprimido alcanza tensiones de $0,85f_{yd}$ constante en toda la altura entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida de hormigón donde f_{cd} es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón obtenida con probeta cilíndrica.

En las secciones transversales mixtas con acero estructural S420 o S460, si la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total h del elemento, el valor de cálculo del momento resistente, el valor de cálculo del momento resistente M_{Rd} debería tomarse igual a βM_{Rd} donde β es el coeficiente de reducción indicado en la figura 10. Para valores de x_{pl}/h mayores de 0,4 el momento resistente debería determinarse según los apartados de resistencia a flexión.

Si se utiliza la teoría de la plasticidad y las armaduras están en tracción, esas armaduras deberían ser conformes con la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c$$

Con:

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c}$$

Dónde:

- A_c Área eficaz del ala de hormigón.
- f_y Valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm^2 .

- f_{sk} Valor característico del límite elástico de las armaduras.
- f_{ctm} Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
- δ Igual a 1 para secciones transversales de clase 2, e igual a 1,1 para secciones transversal de clase 1 en las que se requiera una rótula plástica
- k_c Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de que se produzca la fisuración, que viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} + 0,3 \leq 1$$

Siendo:

- h_c Espesor de la cabeza de hormigón.
- z_0 Distancia vertical entre los centros de gravedad de la cabeza de hormigón no fisurada y de la sección no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de equivalencia η_0 para cargas instantáneas
- σ_s Tensión máxima en la armadura traccionada inmediatamente antes de la fisuración. Se puede tomar como su valor característico del límite elástico f_{sk} . Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites necesarios de la abertura de la fisura. Dichos valores se indican en la *tabla 3*
- A_{ct} Área de la zona traccionada (por cargas directas y efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Como simplificación se puede utilizar el área de la sección de hormigón que esté dentro de la anchura eficaz.

Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	Diámetro máximo de la barra ϕ (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabla 3. Diámetro máximo de barras para armaduras de alta resistencia

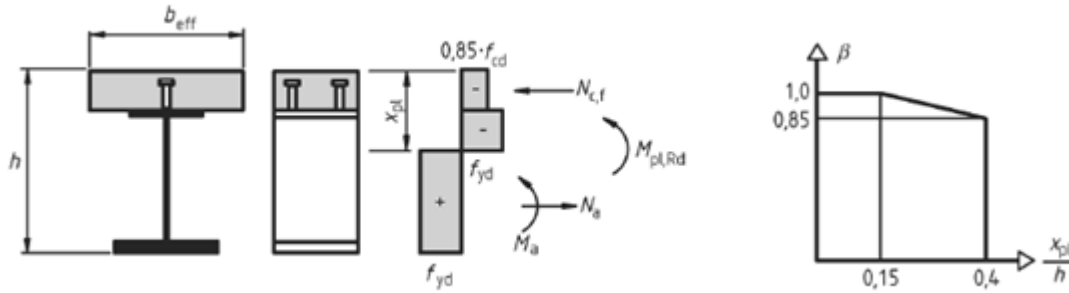


Figura 10. Coeficiente de reducción

3.2.1.1.2 Resistencia a flexión lineal

Si la resistencia a flexión de un material, la determinamos mediante la teoría no lineal, debemos considerar las leyes de tensión-deformación de los materiales.

Se debería suponer que la sección transversal mixta permanece plana y que la deformación en las armaduras adherentes, traccionadas o comprimidas, es la misma que la deformación media en el hormigón circundante.

Las tensiones en el hormigón comprimido se deberían obtener a partir de las curvas tensión-deformación indicadas en el apartado 3.1.7 de la norma EN 1992-1-1. Las tensiones en la armadura se deberían obtener a partir de los diagramas bilineales indicados en el apartado 3.2.7 de la norma EN-1992-1-1.

Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado se deberían obtener a partir del diagrama bilineal indicado en el punto (4) del apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1, y deberían tener en cuenta los efectos del procedimiento constructivo.

En secciones transversales mixtas de Clase 1 y clase 2 con el ala de hormigón en compresión, la resistencia no lineal a flexión M_{Rd} , puede determinarse en función de la fuerza de compresión en el hormigón N_c , usando las siguientes ecuaciones:

$$M_{RD} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{Para } N_c \leq N_{c,el}$$

$$M_{RD} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{Para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f}$$

Con:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$$

Dónde:

- $M_{a,Ed}$ Es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural antes del comportamiento mixto;
- $M_{c,Ed}$ Es la parte del valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección mixta;
- k Es el menor coeficiente tal que se alcance alguno de los valores límites de las tensiones
- $N_{c,el}$ Es la fuerza de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento $M_{el,Rd}$

En las secciones transversales si la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total h del elemento, el valor de cálculo del momento resistente, debería usarse el valor reducido βM_{Rd} en lugar de $M_{pl,Rd}$ en la ecuación anterior.

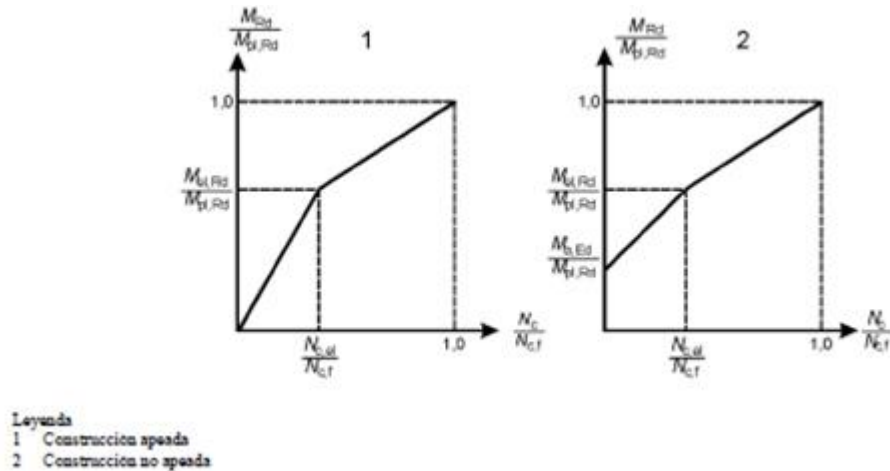


Figura 11. Relación simplificada entre M_{pl} y $N_c(c)$ en secciones con la losa de hormigón comprimida

3.2.1.1.3 Resistencia elástica a flexión

Las tensiones se deberían calcular con la teoría elástica, utilizando una anchura eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones transversales de clase 4, la sección eficaz de acero estructural se debería determinar de acuerdo con el apartado 4.3 de la Norma EN 1993-1-5.

Para el cálculo de la resistencia elástica a flexión basada en la sección eficaz, los valores límite de las tensiones se deberían tomar como:

$-f_{cd}$ para hormigón comprimido;

$-f_{yd}$ para acero estructural traccionado o comprimido;

$-f_{sd}$ para armaduras traccionadas o comprimidas. Como alternativa, las armaduras comprimidas en una losa de hormigón se pueden despreciar;

Las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre la estructura de acero sola deben añadirse a las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre el elemento mixto.

Salvo que se use un método más preciso, el efecto de la fluencia se debería tener en cuenta mediante el uso de un coeficiente de equivalencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2

En secciones transversales con hormigón traccionado y supuesto fisurado, las tensiones debidas a efectos isostáticos de la retracción se pueden despreciar

3.2.1.2 Edificación

3.2.1.2.1 Momento plástico resistente

Para edificación en el caso del cálculo del $M_{pl,Rd}$ se debe despreciar la chapa nervada comprimida, y la chapa nervada traccionada incluida dentro de la sección eficaz se debería suponer trabajando con el valor de cálculo del límite elástico $f_{yp,d}$.

3.2.1.2.2 Momento plástico resistente de secciones con conexión parcial

En zonas de momentos positivos de vigas mixtas para edificación se puede utilizar conexión parcial según el apartado de conexiones.

La conexión debe asegurar la plastificación de las armaduras traccionadas.

Para el uso de conectadores dúctiles, se puede utilizar si es preferible un valor reducido de la fuerza de compresión en el N_c en lugar de la fuerza N_{cf} del apartado anterior, el cociente $\eta = N_c/N_{cf}$ es el grado de conexión. La posición de la fibra neutra plástica en la losa debería determinarse para el nuevo valor de la fuerza N_c véase en la *figura 12*. Hay una segunda fibra neutra plástica dentro de la sección de acero, que es la que debería utilizarse para la clasificación del alma.

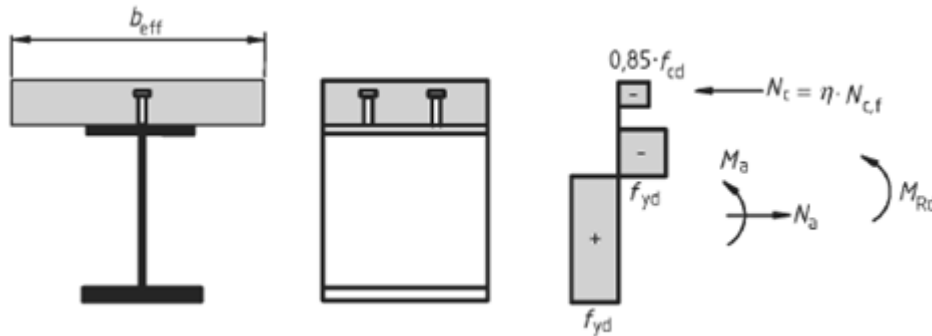
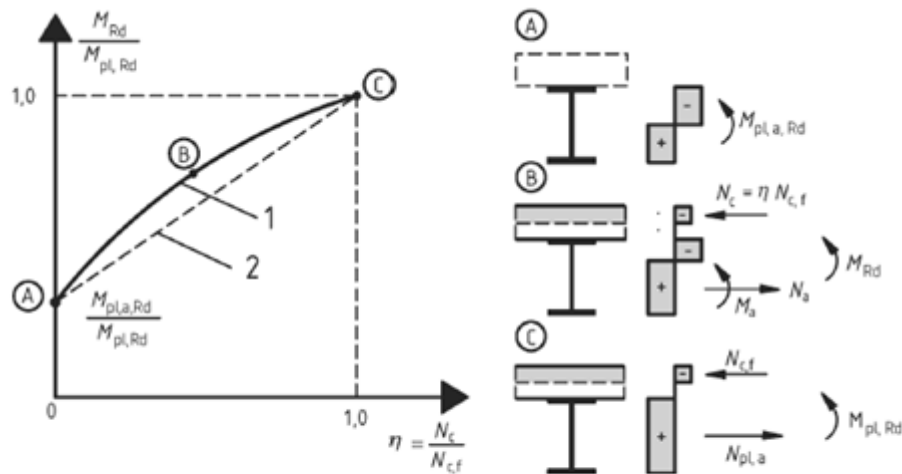


Figura 12. Distribución plástica de tensiones en flexión positiva con conexión parcial

La relación entre M_{RD} y N_c se indica de modo cualitativo mediante la curva convexa ABC de la *figura 13*, donde $M_{pl,a,Rd}$ y $M_{pl,Rd}$ son los valores de cálculo de la resistencia plástica a flexión positiva de acero estructural sola y de la sección mixta con conexión total, respectivamente.



- 1 Teoría plástica
- 2 Método simplificado

Figura 13. Relación entre M_{rd} y N_c para los conectadores dúctiles

Puede determinarse un valor conservador de M_{RD} con la línea recta AC en la *figura 5*

$$M_{RD} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

3.2.1.3 Puentes

3.2.1.3.1 Vigas de puentes

Para una viga mixta sometida a flexión esviada, flexión combinada con torsión o a efectos globales y locales combinados, debe tenerse en cuenta el apartado 6.2.1 de la norma EN 1993-1-1:2005.

Cuando en una viga continua se emplee un análisis global elástico M_{ED} no debería superar $0.9 M_{pl,RD}$ en cualquier sección transversal de clase 1 o 2 en flexión positiva con la losa de hormigón comprimida cuando:

-Sección transversal en flexión negativa o cerca de un apoyo adyacente sea de clase 3 o 4 y la relación entre las longitudes de los vanos adyacentes a dicho apoyo (más corto/más largo) sea menor de 0,6. Como alternativa debe emplearse un análisis global que considere comportamiento inelástico.

3.2.1.3.2 Resistencia elástica a flexión

Las alas comprimidas deberán comprobarse frente a pandeo lateral

En puentes mixtos con secciones transversales de clase 4 proyectados de acuerdo con el capítulo 4 de la Norma EN 1993-1-5, la suma de las tensiones de las diferentes fases de construcción y de uso, calculadas con secciones brutas, deberían emplearse para el cálculo de la sección transversal eficaz de acero en el instante considerado. Estas secciones transversales eficaces deberían emplearse para comprobar las tensiones de la sección mixta en las diferentes fases de construcción y de uso.

Al calcular el momento elástico resistente en base a la sección transversal eficaz, la resistencia de las armaduras activas debería tomarse como f_{pl} de acuerdo con el apartado 3.3.6 de la Norma EN 1992-1-1-2004. Debería tenerse en cuenta la tensión debida a la predeformación inicial en las armaduras activas de acuerdo con el apartado 5.10.8 de la Norma EN 1992-1-1-2004.

3.2.2 Resistencia a cortante

Es aplicable para vigas mixtas con elementos de acero laminados o armados de alma llena, que pueden estar rigidizados.

3.2.2.1 General

3.2.2.1.1 Resistencia plástica a cortante

La resistencia a cortante $V_{pl,Rd}$ debería tomarse igual a la resistencia de la parte de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ salvo que se haya establecido el valor de la contribución de la parte de hormigón de la viga.

El valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección estructural se debería determinar de acuerdo con el apartado 6.2.6 de la Norma EN 1993-1-1.

3.2.2.1.2 Resistencia a la abolladura por cortante

La resistencia a la abolladura por cortante $V_{pl,Rd}$ de un alma de acero no embebida se debería determinar de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5.

No debería considerarse la contribución de la losa de hormigón, salvo que se use un método más preciso que el de la norma EN 1993-1-5 y que la conexión se dimensione para la fuerza vertical correspondiente.

3.2.2.1.3 flexión y cortante

Cuando el esfuerzo cortante V_{Ed} supere la mitad de la resistencia a cortante V_{Rd} por el menor de los valores entre $V_{pl,Rd}$ según la resistencia a cortante y $V_{b,Rd}$ de la resistencia de la abolladura por cortante, se debería tener en cuenta su efecto en el momento resistente.

En secciones transversales de clase 1 o 2, la influencia del cortante en la resistencia a flexión (el momento resistente) puede tenerse en cuenta mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero $(1 - \rho)f_{yd}$ en el área de corteda como se muestra en la *figura 14*, donde:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

Con V_{Rd} , la resistencia a cortante apropiada, determinada de acuerdo con los apartados anteriores.

En secciones transversales de clase 3 y 4 se aplica el apartado 7.1 de la Norma EN 1993-1-5-2006 usando como M_{Ed} el momento flector total en la sección considerada y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para las secciones mixtas.

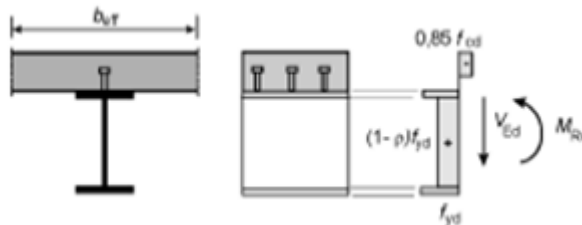


Figura 14. Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

3.2.2.2 Edificación

3.2.2.2.1 Resistencia de las secciones transversales de vigas de edificación parcialmente embebidas

Una losa de hormigón o mixta también puede formar parte de la sección eficaz de la viga mixta, siempre que esté unida a la sección de acero mediante una conexión conforme al apartado de conexiones. En la *figura 15* se muestran diferentes tipos de secciones típicas.

En este apartado se aplica a secciones parcialmente embebidas de clase 1 o 2, siempre que d/t_w no sea mayor que 124δ .

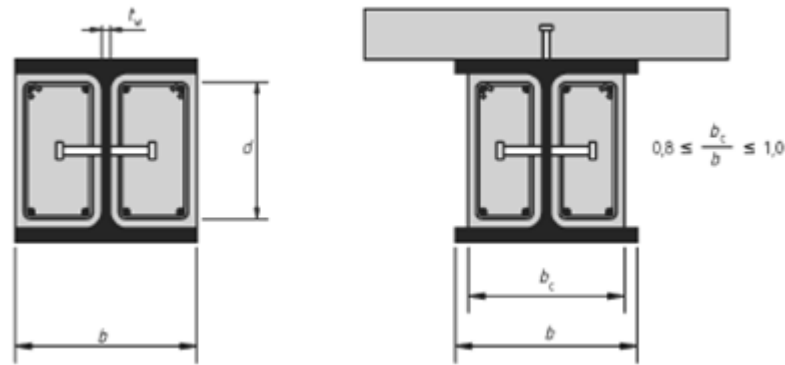


Figura 15. Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas

3.2.2.2.1.1 Resistencia a flexión

Se debe disponer de conexión total entre la sección de acero estructural y el hormigón que envuelve el alma, de acuerdo con el apartado de conexiones.

El valor de cálculo del momento resistente puede determinarse mediante teoría plástica. Puede despreciarse la armadura comprimida del hormigón envolvente.

Puede utilizarse conexión parcial para la fuerza de compresión en cualquier losa de hormigón o mixta que forme parte de la sección eficaz. Cuando se use una conexión parcial con conectadores dúctiles, el momento plástico resistente de la viga debería calcularse de acuerdo con el apartado de momento plástico resistente, salvo que sea preferible usar un valor reducido de la fuerza de compresión en la losa de hormigón o mixta N_c .

3.2.2.2.1.2 Resistencia a cortante

El valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de acero $V_{pl,a,Rd}$ debe determinarse mediante la teoría elástica.

La contribución a cortante del revestimiento del alma puede tenerse en cuenta para la determinación del valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección, si se utilizan cercos de acuerdo con la *figura 16*. Debería disponerse una conexión adecuada entre el hormigón envolvente y la sección de acero estructural. Si los cercos de hormigón envolvente son abiertos, deberían unirse al alma mediante soldadura a tope. En caso contrario, no se debería tener en cuenta la contribución de la armadura de cortante

Salvo que se efectúe un análisis más preciso, la distribución del cortante total V_{Ed} en las partes $V_{a,Ed}$ y $V_{c,Ed}$ actuantes sobre la sección de acero y sobre el hormigón armado que envuelve al alma, respectivamente, puede suponerse en la misma proporción que las contribuciones de la sección de acero y la del revestimiento a la resistencia a flexión $M_{pl,Rd}$.

La resistencia a cortante del hormigón que envuelve al alma debería tener en cuenta la fisuración del hormigón y se debería comprobar de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1, y con el resto de requisitos relevantes contenidos en dicha norma.

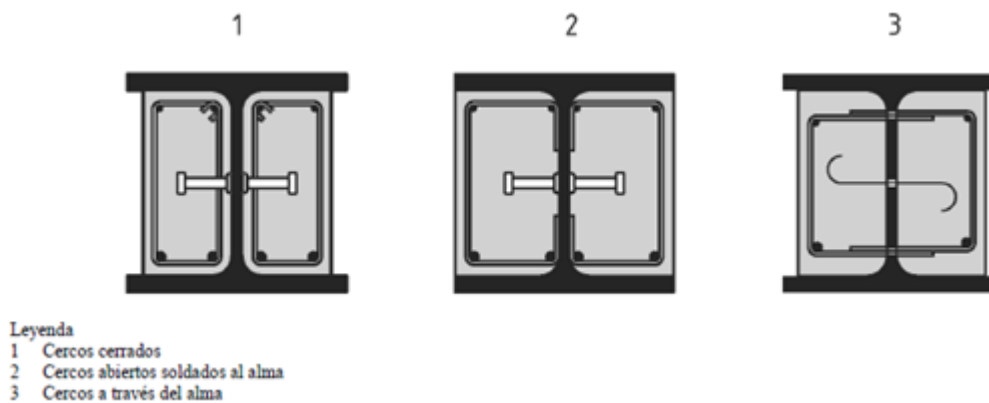


Figura 16. Disposición de los aceros

3.2.2.1.3 Flexión y cortante

Cuando el esfuerzo cortante de cálculo $V_{a,Ed}$, supera la mitad del valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante, $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero, se debería considerar su efecto en la resistencia a flexión.

La influencia del cortante en la resistencia a flexión puede expresarse como se indica en el apartado de flexión y cortante anterior, con la modificación de que la relación $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ se reemplaza por $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$ para calcular la resistencia reducida del acero en el área de cortante de la sección de acero estructural. Después, el valor de cálculo del momento plástico resistente reducido M_{Rd} debería calcularse de acuerdo con el apartado de resistencia a flexión.

3.2.2.3 Puentes

Para el caso de resistencia a cortante existirán unas reglas adicionales para vigas de puentes:

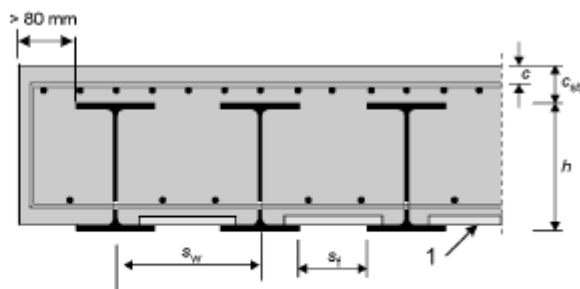
Cuando se aplique el punto (1) del apartado 5.4 de la Norma EN 1993-1-5 a una viga con un ala mixta, el tamaño del ala no mixta puede emplearse incluso si esa es el ala de hacer más larga. El esfuerzo axial N_{Ed} del punto (2) del apartado 5.4 de la Norma EN 1993-1-5 debería tomarse como la fuerza axial actuante sobre la sección mixta. En alas mixtas debería emplearse el área eficaz.

En el cálculo de $M_{f,Rd}$ del punto (1) del apartado 7.1 de la Norma EN 1993-1-5 debería emplearse el valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta eficaz excluyendo el alma de acero.

El apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-2 se aplica al cortante en un ala de hormigón de un elemento mixto.

3.2.2.3.1 Tableros con vigas embebidas

Este apartado es aplicable para tableros con una sección transversal con vigas embebidas con encofrado perdido no colaborante, como el de la *figura 17*.



Leyenda
1 Encofrado perdido no colaborante

Figura 17. Secciones transversales típicas de un tablero con vigas embebidas

Las vigas de acero pueden ser secciones laminadas, o secciones soldadas de sección transversal constante. En las secciones soldadas, tanto la anchura de las alas como la altura del alma deberían pertenecer al rango disponible en las secciones laminadas en doble T.

Los vanos pueden ser continuos o simplemente apoyados. Los apoyos pueden ser rectos o enviados

Los tableros con vigas embebidas deberían cumplir lo siguiente:

-las vigas de acero no presentan curvatura en planta;

-El ángulo de esviaje θ no debería ser mayor de 30° (el valor $\theta = 0$ corresponde a tableros sin esviaje);

-El canto nominal h de las vigas de acero cumple: $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$;

-La separación s_w de las almas de las vigas de acero no debería superar al menor valor entre $h/3 + 600$ mm y 750 mm; donde h es el canto nominal en mm de las vigas de acero;

-El recubrimiento del hormigón c_{st} sobre las vigas de acero satisface las condiciones:

$$c_{st} \geq 70 \text{ mm},$$

$$c_{st} \leq 150 \text{ mm}$$

$$c_{st} \leq h/3$$

$$c_{st} \leq x_{pl} - t_f$$

Donde x_{pl} es la distancia entre la fibra neutra plástica en flexión positiva y la fibra extrema del hormigón comprimido, y t_f es el espesor del ala de acero;

-La distancia libre s_f entre las alas superiores de las vigas de acero no es menor de 150 mm, con el fin de permitir el vertido y la compactación del hormigón;

-La cara inferior del ala inferior de las vigas de acero no está embebido;

-Una capa inferior de armadura pasiva transversal atraviesa las almas de las vigas de acero y está anclada más allá del final de las vigas de acero, y en cada extremo de cada barra, con el fin de alcanzar su límite elástico de acuerdo con el apartado 8.4 de la Norma EN 1992-1-1:2004; se emplean barras nervadas de acuerdo con el apartado 3.3.2 y el anexo C de la Norma EN 1992-1-1:2004; su diámetro no es menor de 16mm y su separación no es mayor de 300mm.

-Se emplea hormigón de densidad normal;

-La superficie de las vigas de hormigón debería desincrustarse. La cara inferior, las superficies superiores y los bordes del ala inferior de las vigas de acero deberían protegerse contra la corrosión;

-En los puentes de carretera y ferrocarril los agujeros de las almas de la sección de acero deberían realizarse mediante taladrado.

Los tableros con vigas embebidas se deberían calcular para los estados límite último de acuerdo con este apartado y para los estados límite de servicio.

Las vigas de acero con uniones atornilladas y/o soldadas deberían comprobarse frente a fatiga.

Las secciones transversales mixtas deberían clasificarse según la normativa y no es necesario disponer de una conexión mecánica de cortante.

3.2.2.3.1.1 Momentos flectores

El valor de cálculo del momento resistente de las secciones transversales mixtas debería determinarse de acuerdo con la normativa de la resistencia a cortante. Si el esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ en la sección de acero supera la mitad de la resistencia a cortante dada, debería tenerse en cuenta su efecto en el momento resistente de acuerdo con la relación flexión cortante.

El valor de cálculo del momento resistente a flexión transversal de las secciones de hormigón armado debería calcularse de acuerdo con la Norma EN 1992-2.

3.2.2.3.1.2 Cortante

La resistencia a cortante de las secciones transversales mixtas debería tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ salvo que se haya establecido el valor de una contribución de la parte hormigón armado de acuerdo con la norma EN 1992-2

Salvo que se emplee un análisis más preciso, la parte $V_{c,Ed}$ del cortante total V_{Ed} actuante en la parte de hormigón armado puede tomarse como $V_{c,Ed} = \left(\frac{M_{a,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) V_{Ed}$ con $M_{a,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$. El brazo mecánico z_s se muestra en la figura 18 para un tablero con vigas embebidas de clase 1 o 2

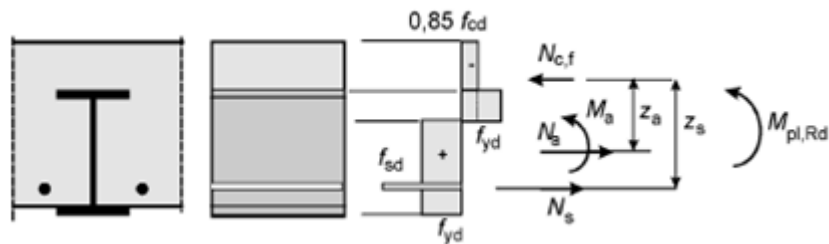


Figura 18. Distribución de tensiones para M_{rd} en una parte del tablero con vigas embebidas.

El valor de cálculo de la resistencia a cortante de las secciones de hormigón armado entre vigas embebidas debería comprobarse de acuerdo con la norma EN 1992.

3.2.2.3.1.3 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución

Antes del endurecimiento del hormigón las vigas de acero deberían comprobarse de acuerdo con las Normas EN 1993-1-1-2005 y EN 1993-2.

3.2.3 Pandeo lateral de vigas mixtas

3.2.3.1 General

Un ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta mediante conectadores de acuerdo con el apartado de conexiones, puede suponerse lateralmente estable, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa.

En el resto de alas de acero comprimidas se debería comprobar la estabilidad lateral.

Los métodos recogidos en el apartado 6.3.4 de la Norma EN 1993-1-1, son aplicables a la sección transversal en la sección mixta, considerando los efectos de la secuencia constructiva de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Puede tenerse en cuenta la coacción lateral y torsional elástica a nivel de la conexión a la losa de hormigón.

3.2.3.2 Edificación

3.2.3.2.1 Comprobación del pandeo lateral de vigas mixtas continuas con secciones transversales de clase 1,2 y 3

El valor de cálculo del momento resistente a pandeo lateral de una viga mixta continua sin coacción lateral (o una viga dentro de un pórtico que es mixta en toda su longitud) con secciones transversales de clase 1,2 o 3 y con una sección de acero estructural constante, se debería tomar como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{Rd}$$

Dónde:

χ_{LT} Es el coeficiente de reducción por pandeo lateral, en función de la esbeltez relativa $\overline{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} Es el valor de cálculo del momento resistente a flexión negativa en el apoyo interior que proceda (o unión viga-pilar)

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} pueden tomarse del apartado 6.3 de la Norma EN 1993-1-1

Para secciones transversales de clase 1 o 2 M_{Rd} debería determinarse de acuerdo con los valores del momento plástico resistente, para una viga cuya resistencia a flexión se obtiene a partir de la teoría plástica de la teoría no lineal o para una viga embebida, determinando f_{yd} mediante el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1.

Para secciones transversales de clase 3, M_{Rd} debería determinarse usando la ecuación de resistencia a flexión, pero como el valor de cálculo del momento flector negativo que da lugar bien a tensiones de tracción f_{yd} en la armadura, o bien a tensiones de compresión f_{yd} en la fibra extrema inferior de la sección de acero (la que sea menor); f_{yd} debería determinarse usando el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el apartado 6.1 de la Norma 1993-1-1.

La esbeltez relativa $\overline{\lambda}_{LT}$ puede calcularse:

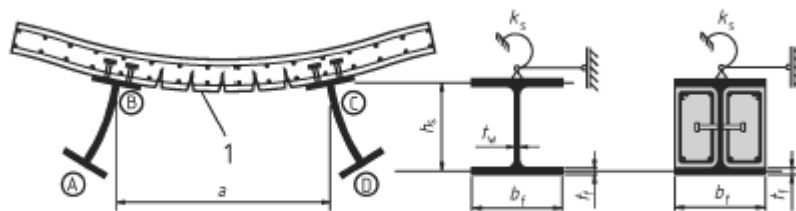
$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

Dónde:

M_{Rk} Es el momento resistente de la sección mixta con los valores característicos de las propiedades de los materiales;

M_{cr} Es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en el apoyo interior del vano donde el momento flector negativo es mayor;

Si la misma losa está unida a uno o más puntales de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y si satisface las comprobaciones, el cálculo del momento crítico elástico, M_{cr} , puede basarse en el modelo del “pórtico continuo en U invertida”. Como, se muestra en la *figura 11*, este modelo considera el desplazamiento lateral del ala inferior que produce flexión del alama de acero y la rotación del ala superior resistida por la flexión de la losa.



Leyenda
1 Fisuras

Figura 19. Pórtico en U invertida ABCD resistente al pandeo lateral

A nivel del ala de acero superior, puede adoptarse una rigidez rotacional k_s por unidad de longitud de viga de acero para representar el modelo del pórtico en U invertida mediante una viga sola:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

Dónde:

k_1 Es la rigidez a flexión de la losa fisurada de hormigón o mixta en la dirección transversal a la viga de acero, que puede tomarse como:

$$k_1 = \alpha(EI)_2/a$$

Donde $\alpha=2$ para k_1 para una viga de borde, con o sin voladizo, y $\alpha=3$ para una viga interior. Para vigas interiores en un forjado con cuatro o más vigas iguales, puede usarse $\alpha=4$;

a Es la separación entre vigas paralelas;

$(EI)_2$ Es la inercia fisurada por unidad de anchura de la losa de hormigón o mixta, tomada como el menor valor en centro de vano, para flexión positiva, y el valor en el apoyo de acero, para flexión negativa;

k_2 Es la rigidez a flexión del alma de acero, de valor:

$$k_2 = \frac{E_1 t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s}$$

Para una viga de acero no embebida donde;

ν_s Es el módulo de Poisson para acero estructural y h_s y t_w se definen en la *figura 11*

Para una viga de acero parcialmente embebida, la rigidez a flexión k_2 puede incluir el hormigón envolvente y calcularse de la forma siguiente:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)}$$

Dónde:

n Es el coeficiente de equivalencia a largo plazo

b_c Es la anchura del hormigón envolvente, según la *figura 7*

En el modelo del pórtico en U, para el cálculo de M_{cr} puede tenerse en cuenta el efecto favorable de la rigidez torsional de Saint-Venant $G_a I_{at}$ de la sección.

Para una viga de acero parcialmente embebida con hormigón armado envolvente, bien con estribos abiertos unidos al alma o bien con cercos, la rigidez torsional del hormigón envolvente puede añadirse al valor $G_a I_{at}$ de la sección de acero. Esta rigidez torsional adicional debería tomarse igual a $G_c I_{ct} / 10$ donde G_c es el módulo de elasticidad transversal del hormigón, que puede tomarse igual a $0,3 E_a / n$ (donde n es el coeficiente de equivalencia a largo plazo) e I_{ct} es la constante de Saint-Venant para el hormigón envolvente, suponiendo que éste no está fisurado y su anchura es igual a la anchura total del hormigón envolvente.

3.2.3.2.2 Comprobación simplificada para edificación sin cálculo directo

Una viga continua(o una viga situada en un pórtico que es mixto en toda su longitud) con secciones transversales de clase 1,2 o 3, puede proyectarse sin arriostramiento lateral adicional cuando se cumplen las condiciones siguientes:

-La luz de los vanos adyacentes no difiere más de un 20% de la menor luz. Cuando hay un voladizo, su longitud no supera el 15% de la luz del vano adyacente.

-La carga en cada vano se encuentra uniformemente repartida, y el valor de cálculo de la carga permanente supera el 40% del valor de cálculo de la carga total.

-El ala superior del elemento de acero está unida a una losa de hormigón o mixta mediante conectadores de acuerdo a la normativa.

-La misma losa está también unida a otro elemento de apoyo aproximadamente paralelo a la viga mixta considerada, formando un pórtico en U invertida como el de la *figura 19*.

-Si la losa es mixta, sus nervios son perpendiculares a los dos elementos de apoyo del pórtico en U invertida considerado.

-En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior está coaccionada lateralmente y el alma está rigidizada. Fuera de estos puntos, el alma puede no estar rigidizada.

-Si el elemento de acero es IPE o HE que no está embebido, su canto h no supera el límite indicado en la *tabla 4*.

-Si el elemento de acero está parcialmente embebido en hormigón, su canto h no supera el límite indicado en la tabla 2 en más de 200mm para tipos de aceros hasta S355, ni en más de 150mm para aceros de tipos S420 y S460.

Elemento de acero	Tipos de acero			
	S 235	S 275	S 355	S 420 y S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

Tabla 4. Canto máximo h de elementos de acero no embebidos

3.2.3.3 Puentes

3.2.3.3.1 Vigas de puentes con secciones transversales uniformes de clase 1,2 o 3

En las vigas con una sección transversal uniforme de acero de clase 1,2 o 3, coaccionada de acuerdo con el punto siguiente de este apartado, el valor de cálculo del momento resistente a pandeo lateral debería obtenerse como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{Rd}$$

Dónde:

χ_{LT} Es el coeficiente de reducción por pandeo lateral, en función de la esbeltez relativa $\overline{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} Es el valor de cálculo del momento resistente en la sección transversal pertinente.

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} pueden tomarse del apartado 6.3 de la Norma EN 1993-1-1

En las secciones transversales de clase 1 o 2, $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ determinado de acuerdo con el apartado del momento plástico resistente.

En las secciones transversales de clase 3, M_{Rd} debería tomarse como el $M_{el,Rd}$ dado por la expresión $M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$, pero como el menor valor de cálculo del momento flector entre el que produzca bien una tensión de tracción f_{sd} en la armadura pasiva, o bien una tensión f_{yd} en una fibra extrema de la sección de acero.

La esbeltez relativa $\overline{\lambda}_{LT}$ puede calcularse:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$$

Dónde:

M_{Rk} Es el momento resistente de la sección mixta con los valores característicos de las propiedades de los materiales y el método especificado para M_{Rd} ;

M_{cr} Es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en la sección transversal pertinente.

Si la losa está ligada a uno o más elementos de apoyo de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada, y si se satisfacen las condiciones siguientes, el cálculo del momento crítico elástico M_{cr} , puede basarse en el modelo de “pórtico continuo en U invertido”. Este modelo tiene en cuenta el desplazamiento lateral del ala inferior que produce la flexión del alma de acero, y el giro del ala superior como muestra en la *figura 20*.

El ala superior del elemento de acero está ligada a una losa de hormigón armado mediante conectadores de acuerdo con el apartado de conexiones.

En cada apoyo del elemento de acero , el ala inferior está coaccionada lateralmente y el alma está rigidizada. En cualquier otro lugar , el alma no está rigidizada.

A la altura del ala superior de acero , puede adoptarse una rigidez al giro k_s , por unidad de longitud de la viga de acero para representar el modelo de pórtico en U mediante una sola viga:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

Dónde:

k_1 Es la rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurada en la dirección transversal a la viga de acero, que puede tomarse como:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a$$

Donde $\alpha=2$ para k_1 para una viga de borde, con o sin voladizo, y $\alpha=3$ para una viga interior. Para vigas interiores en un forjado con cuatro o más vigas iguales, puede usarse $\alpha=4$;

a Es la separación entre vigas paralelas;

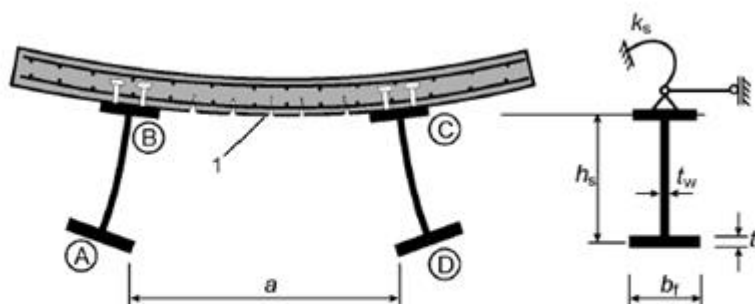
$E_a I_2$ Es la rigidez a flexión “con fisuración” “por unidad de anchura de la losa de hormigón o mixta, donde I_2 debería tomarse como el menor del valor en el centro de vano, para flexión positiva, y los valores en los elementos de apoyo de acero, para flexión negativa;

k_2 Es la rigidez a flexión del alma de acero, que ha de tomarse como:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s}$$

Donde ν_s es el coeficiente de Poisson del acero y h_s y t_w se definen en la *figura 12*

En el modelo de pórtico en U, el efecto favorable de la rigidez a torsión de Saint-Venant $G_a I_{at}$, de la sección de acero puede tenerse en cuenta en el cálculo de M_{cr} .



Leyenda
1 Fisuras

Figura 20. Modelo del pórtico en U

3.2.3.3.2 Métodos generales para el pandeo de elementos y pórticos

Se aplica el apartado 6.3.4 de la Norma EN 1993-2 para elementos mixtos fuera del campo de aplicación para pórticos mixtos. Para determinar α_{ult} α_{crit} deberían emplearse resistencias y rigideces apropiadas de los elementos de hormigón y mixtos, de acuerdo con las Normas EN 1992 y EN 1994.

3.2.3.3.2.1 Método simplificado

Los apartados 6.3.4.2 y D.24 de la Norma EN 1993-2 son aplicables a las alas de acero estructural de las vigas mixtas y a los cordones de las celosías mixtas. Cuando la vinculación se consiga mediante elementos de hormigón o mixtos, deberían emplearse las rigideces elásticas apropiadas, de acuerdo con las normas EN 1992 y EN 1994.

3.2.4 Fuerzas transversales en el alma

Se aplican las reglas dadas en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-5 para determinar el valor de cálculo de la resistencia de un alma sin rigidizar o rigidizada frente a fuerzas transversales aplicadas a través de un ala a las alas de acero no mixtas de una viga mixta, y a la parte adyacente del alma.

Si la fuerza transversal actúa en combinación con flexión y esfuerzo axial, la resistencia debería comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 de la Norma EN 1993-1-5.

3.2.4.1 General

3.2.4.1.1 Pandeo del ala en el plano del alma

El capítulo 8 de la Norma EN 1993-1-5 es aplicable siempre que el área A_{fk} se tome igual a la menor de las dos áreas siguientes: el área del ala de acero no mixta o el área transformada del ala de acero mixta considerando el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas.

3.2.4.2 Edificación

En edificación, en un apoyo interior de una viga dimensionada usando un área eficaz del alma en clase 2, se debería disponer una rigidización transversal a menos que se haya comprobado que el alma no rigidizada tiene suficiente resistencia al aplastamiento y a pandeo.

3.2.5 Conexión

3.2.5.1 General

Este apartado se aplica a vigas mixtas y, en cierta medida, a otros tipos de elementos mixtos.

La conexión y la armadura transversal deben disponerse para transmitir el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, ignorando el efecto de la adherencia natural entre ellos.

Los conectores deben tener una capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del cortante supuesta en el cálculo.

Son conectores dúctiles aquellos que tienen suficiente capacidad de deformación para justificar la hipótesis de comportamiento plástico ideal de la conexión en la estructura considerada.

Un conector se puede considerar dúctil si la capacidad característica de deslizamientos δ_{uk} es al menos 6mm.

Cuando dentro del mismo vano de una viga se usan dos o más tipos de conectores, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades carga-deslizamiento.

Los conectores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón respecto del elemento de acero, salvo donde la separación se evite por otros medios.

Para evitar la separación de la losa, los conectores deberían dimensionarse para resistir una fuerza última de tracción nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces el valor de cálculo de la resistencia última a cortante de los conectores. Si es necesario, deberían complementarse con dispositivos de anclaje.

Puede suponerse que los pernos conectadores con cabeza que cumplan con dicho apartado tienen suficiente resistencia al levantamiento, a menos que estén sometidos a tracción directa.

Se debe evitar el fallo por esfuerzo rasante y el hendimiento de la losa de hormigón debido a fuerzas concentradas aplicadas por los conectadores.

Si la disposición de los conectadores cumple las condiciones adecuadas de los detalles constructivos de la conexión, y la armadura transversal cumple con el apartado de rasante de losas de hormigón puede suponerse que se evita el fallo por esfuerzo rasante y el hendimiento de la losa de hormigón debido a fuerzas concentradas aplicadas por los conectadores.

Cuando se use un método de interconexión distinto de los conectadores incluidos en este apartado para transferir el rasante entre un elemento de acero y otro de hormigón, la hipótesis de comportamiento en el proyecto se debería basar en ensayos y apoyar en un modelo conceptual. El dimensionamiento del elemento mixto debería ser, en la medida de lo posible, equivalente al dimensionamiento de un elemento en el que se empleen los conectadores incluidos en este apartado.

3.2.5.2 Edificación

En edificación, el número de conectadores debería ser, al menos igual, al valor de cálculo del esfuerzo rasante total para el estado límite último, dividido por el valor de cálculo de la resistencia de un único conectador, P_{Rd} . En el caso de pernos conectadores, el valor de cálculo de la resistencia se debería determinar de acuerdo con el apartado correspondiente.

En edificación pueden usarse vigas con conexión parcial si todas las secciones transversales son de clase 1 o clase 2. En ese caso, el número de conectadores deben determinarse mediante una teoría de conexión parcial que tenga en cuenta la capacidad de deformación de los conectadores.

3.2.5.2.1 Limitación del uso de la conexión parcial en vigas de edificación.

Los pernos conectadores con cabeza cuya longitud total una vez soldadas no sea menor de 4 veces el diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que 16mm y no mayor que 25mm, pueden considerarse dúctiles dentro de los siguientes límites del grado de conexión, que se define por la relación $\eta = \eta/\eta_f$:

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_c \leq 25$$
$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,75 - 0,03L_c)$$

$$\eta \geq 0,4$$

$$L_c > 25$$

$$\eta \geq 1$$

Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_c \leq 20$$
$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,30 - 0,015L_c)$$

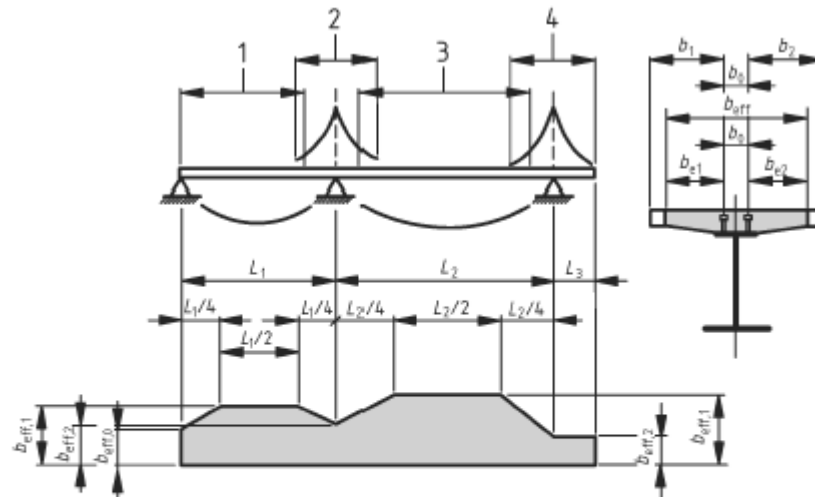
$$\eta \geq 0,4$$

$$L_c > 20$$

$$\eta \geq 1$$

Donde:

- L_c Es la distancia, en metros, en zona e momentos positivos entre puntos de momento nulo; para vigas continuas típicas, L_c puede tomarse con los valores indicados en la figura 13
- n_f Es el número de conectadores para la conexión total determinando para esa longitud de viga de acuerdo con el apartado de conexiones y el esfuerzo rasante
- n Es el número de conectadores dispuestos dentro de esa misma luz



Leyenda

- 1 $L_c = 0,85 L_1$ para b_{e1}
- 2 $L_c = 0,25 (L_1 + L_2)$ para b_{e2}
- 3 $L_c = 0,70 L_2$ para b_{e1}
- 4 $L_c = 2 L_3$ para b_{e2}

Figura 21. Luces equivalentes para la anchura eficaz de las alas de hormigón

Para secciones de acero con área del ala inferior mayor que el área del ala superior, pero menor que el triple de dicho área, el límite de η puede determinarse a partir de las ecuaciones anteriores mediante interpolación lineal.

Los pernos conectadores con cabeza pueden considerarse dúctiles en un rango de luces mayor que el indicado en el primer párrafo cuando:

Los conectadores tienen una longitud total una vez soldados no menor que 76mm y un vástago de diámetro nominal de 19mm.

La sección de acero es un perfil en doble T (I o H), laminado o armado con las alas iguales.

La losa de hormigón es mixta con chapa nervada, con los nervios perpendiculares a la viga y los nervios de hormigón continuos sobre ella.

Hay un conectador por cada nervio de la chapa, colocando bien centrado dentro del nervio o bien alternadamente en el lado izquierdo y en el lado derecho del mismo a lo largo de la longitud del vano.

Para las chapas, $\frac{b_0}{h_p} \geq 2$ y $h_p \leq 60\text{mm}$, con los símbolos como se indica en la *figura 22*

La fuerza N_c se calcula de acuerdo con el método simplificado en la *figura 11*

Cuando se satisfacen estas condiciones, la relación η debería cumplir:

$$L_c \leq 25$$

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,75 - 0,03L_c)$$

$$\eta \geq 0,4$$

$$L_c > 25$$

$$\eta \geq 1$$

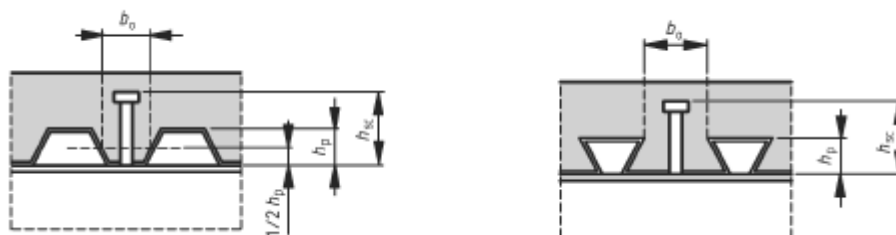


Figura 22. Viga con chapa nervada transversal a la viga

3.2.5.2.2 Separación entre los conectores en vigas edificación

Los conectores deben separarse a lo largo de la viga de forma que se transmita el rasante y se evite la separación entre el hormigón y la viga de acero, considerando una distribución adecuada del valor de cálculo del esfuerzo rasante.

En voladizos y zonas de momentos negativos de vigas continuas, la armadura de tracción debería cortarse de forma que se adapte a la separación de los conectores y debería estar suficientemente anclada.

Los conectores dúctiles pueden espaciarse uniformemente en una longitud entre secciones críticas contiguas siempre que:

Todas las secciones críticas en el vano considerado sean de clase 1 o clase 2

Cumpla el límite de uso de la conexión parcial.

El momento plástico resistente de la sección mixta no supere 2,5 veces el momento plástico resistente del elemento de acero solo.

Si el momento plástico resistente supera 2,5 veces los momentos plástico resistente del elemento de acero solo, se deberían realizar comprobaciones adicionales sobre la idoneidad de la conexión, aproximadamente en el punto medio entre las secciones críticas contiguas.

El número total de conectores necesarios puede distribuirse entre un punto de máximo flector positivo y un apoyo contiguo o punto de máximo flector negativo, de acuerdo con el rasante calculado mediante la teoría elástica para la carga considerada. Cuando se hace así, no es necesario hacer comprobaciones adicionales de la idoneidad de la conexión.

3.2.6 Esfuerzo rasante

3.2.6.1 Edificación

3.2.6.1.1 Vigas en las que la resistencia de una o más secciones transversales se determina mediante la teoría no lineal o elástica

Si se aplica un análisis basado en la teoría no lineal o en la elástica a las secciones transversales, el esfuerzo rasante debería determinarse de forma coherente con los apartados de la resistencia a flexión.

3.2.6.1.2 Vigas en las que la resistencia de Las secciones transversales se determina mediante la teoría plástica

El valor de cálculo del esfuerzo rasante total debe determinarse de forma coherente con el valor de cálculo de la resistencia a flexión, teniendo en cuenta la diferencia de esfuerzos axiales en el hormigón o en el acero estructural entre los extremos de la longitud crítica.

En el caso de conexión total se deberían seguir las indicaciones de las resistencias de las secciones según corresponda.

3.2.6.2 Puentes

3.2.6.2.1 Vigas en las que la resistencia de las secciones transversales se determina mediante la teoría elástica o no lineal

En cualquier combinación de cargas y disposición de acciones de cálculo, el rasante por unidad de longitud en la interfaz (superficie de contacto) entre el acero y el hormigón de un elemento mixto $v_{L,Ed}$, debería determinarse a través de la variación del esfuerzo longitudinal en el elemento bien de acero o bien de hormigón de la sección mixta. Cuando se emplee la teoría elástica para calcular las resistencias de las secciones, puede emplearse la envolvente del esfuerzo cortante en la dirección pertinente.

En general deberían emplearse las propiedades elásticas de la sección sin fisurar para determinar el esfuerzo rasante, incluso cuando se supone la fisuración del hormigón en el análisis global. Los efectos de la fisuración del hormigón pueden tenerse en cuenta en el esfuerzo rasante si se han considerado los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón en el análisis global y para determinar el esfuerzo rasante.

Cuando se produzcan esfuerzos rasante concentrados, deberían tenerse en cuenta los efectos locales del deslizamiento longitudinal. En caso contrario, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento longitudinal

Para vigas cajón mixtas, el esfuerzo rasante en los conectadores debería incluir los efectos de la flexión y la torsión y, si procede, también de la distorsión de acuerdo de la Norma EN 1993-2. Para vigas cajón con una losa calculada con una placa mixta.

3.2.6.2.2 Vigas de puentes con secciones transversales de clase 1 o 2

En los elementos con secciones de clase 1 o 2, si el valor de cálculo del momento flector total $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ supera el momento elástico resistente $M_{el,Rd}$ debería tenerse en cuenta la relación no lineal entre el cortante y el rasante dentro de las longitudes inelásticas del elemento.

Este punto se aplica a regiones donde la losa de hormigón está comprimida, como se muestra en la *figura 15*. Los conectadores deberían disponerse dentro de la longitud inelástica L_{A-B} para resistir el esfuerzo rasante $V_{L,Ed}$ resultante de la diferencia entre los esfuerzos axiales N_{cd} y $N_{c,el}$ de la losa de hormigón en las secciones transversales B y A respectivamente. Si el momento flector máximo $M_{Ed,max}$ en la sección B es menor que el momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ el esfuerzo axial N_{cd} en la sección B puede determinarse de acuerdo a la resistencia a flexión y la *figura 3* o empleando la relación lineal simplificada de acuerdo con la *figura 23*.

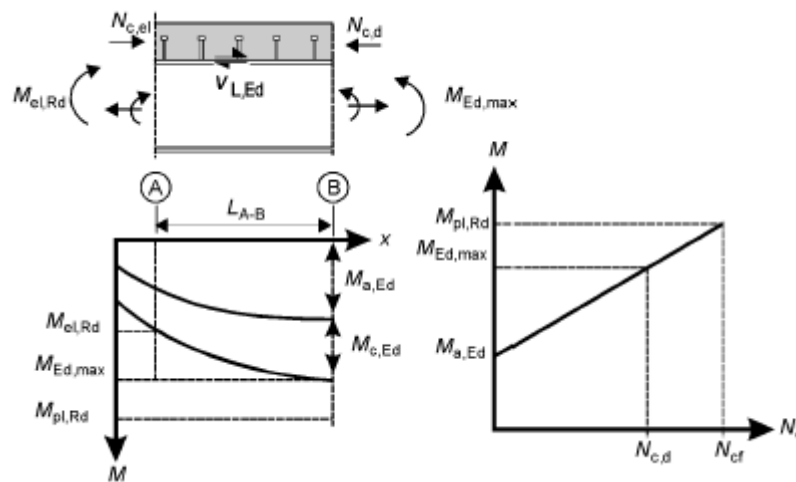


Figura 23. Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico

Cuando se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de una sección transversal con las losas de hormigón traccionadas, los esfuerzos rasantes y su distribución deberían determinarse mediante las diferencias de esfuerzos en la losa de hormigón armado, dentro de la longitud inelástica de la viga, teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón a tracción.

Salvo que se emplee el método de acuerdo al punto anterior, los esfuerzos rasantes deberían determinarse mediante el análisis elástico con las propiedades de la sección transversal sin fisurar teniendo en cuenta los efectos de la secuencia constructiva.

3.2.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de fuerzas longitudinales

Cuando se aplique una fuerza F_{Ed} paralela al eje longitudinal de la viga mixta al elemento de hormigón o de acero mediante una armadura activa adherente o no adherente, la distribución del esfuerzo rasante concentrado $V_{L,Ed}$ a lo largo de la interfaz entre el acero y el hormigón, debería determinarse de acuerdo con los siguientes puntos. La distribución de $V_{L,Ed}$ producida por varias fuerzas F_{Ed} debería obtenerse mediante su suma.

La fuerza $V_{L,Ed}$ puede suponerse distribuida a lo largo de una longitud L_v de conexión con un esfuerzo cortante máximo por unidad de longitud dada por la ecuación siguiente y la figura 24, en el primer caso para cargas introducidas dentro de una longitud de un ala de hormigón, y en la segunda ecuación y la parte de la figura b) y c) en un extremo de un ala de hormigón.

$$V_{L,Ed,m\acute{a}x} = V_{L,Ed} / (e_d + \frac{b_{eff}}{2})$$

$$V_{L,Ed,m\acute{a}x} = 2 * V_{L,Ed} / (e_d + \frac{b_{eff}}{2})$$

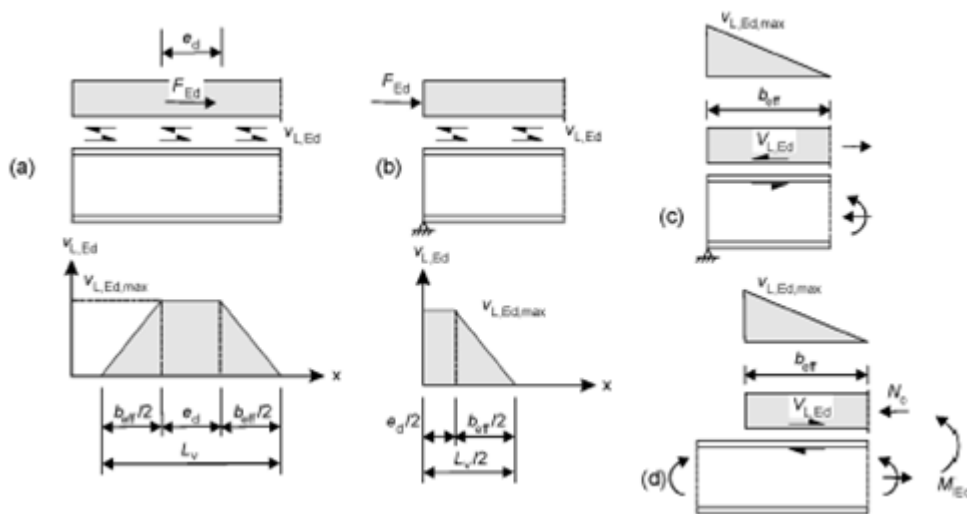


Figura 24. Distribución del esfuerzo rasante a lo largo del interfaz

Cuando se empleen pernos conectadores, en los estados límite último puede suponerse una distribución rectangular de esfuerzo cortante por unidad de longitud dentro de la longitud L_v de modo que dentro de la longitud del ala de hormigón,

$$V_{L,Ed,m\acute{a}x} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff})$$

Y que en el extremo de un ala,

$$V_{L,Ed,m\acute{a}x} = 2 * V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff})$$

En ausencia de una determinación más precisa, puede suponerse que la fuerza $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ se difunde en el elemento de hormigón o de acero según un ángulo de dispersión 2β donde $\beta = \arctan 2/3$.

3.2.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en los cambios bruscos de sección transversal

El rasante concentrado en el extremo de una losa de hormigón debido, por ejemplo, a los efectos isostáticos de la retracción y de las acciones térmicas de acuerdo con la Norma EN 1991-1-5:2003, debería considerarse y tenerse en cuenta cuando sea apropiado. Esto se aplica también en las fases intermedias de construcción de una losa de hormigón, apartado d de la *figura 16*.

Debería tenerse en cuenta el rasante concentrado en un cambio brusco de sección transversal, por ejemplo en el cambio de sección de acero o mixta de acuerdo al , apartado d de la *figura 16*.

Cuando los efectos isostáticos de la temperatura y de la retracción produzcan un valor de cálculo del esfuerzo rasante de cálculo $V_{L,Ed}$ que tenga que transmitirse a lo largo de la interfaz entre el acero y el hormigón en cada extremo libre del elemento considerado, su distribución puede suponerse triangular, con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud para el apartado c y d de la *figura 16*.

$$V_{L,Ed,máx} = 2 * V_{L,Ed} / b_{eff}$$

En el extremo libre de la losa, donde b_{eff} es la anchura eficaz para el análisis global, en los estados límite último puede suponerse como alternativa que la distribución es rectangular a lo largo de la longitud b_{eff} adyacente al extremo libre de la losa.

Para calcular los efectos isostáticos de la retracción en fases intermedias de construcción de una losa de hormigón, la luz equivalente para determinar la longitud b_{eff} debería tomarse como la longitud continua de la losa de hormigón donde la conexión sea eficaz, dentro del vano considerado.

La distribución dada en el punto anterior puede emplearse cuando en un cambio brusco de sección transversal, como en el apartado d de la *figura 16*. , se produce un esfuerzo rasante concentrado, producido por la fuerza N_c debida a la flexión.

Debería suponerse que las fuerzas transferidas por los conectadores se difunden en la losa de hormigón según un ángulo de dispersión 2β donde $\beta = \arctan 2/3$.

4 CÁLCULO DE INESTABILIDADES

4.1 Pandeo de Euler

En este estudio vamos a someter a una barra a una carga de compresión en uno de sus extremos incrementando esta hasta llegar al fenómeno de inestabilidad del pandeo de Euler.

Para este caso no existe una relación lineal entre las cargas y los efectos que producen. Esto provoca que el pandeo sea un fenómeno no lineal y que la barra pase de no tener desplazamiento lateral, y que con un incremento relativamente pequeño de la fuerza, tenga un desplazamiento importante.

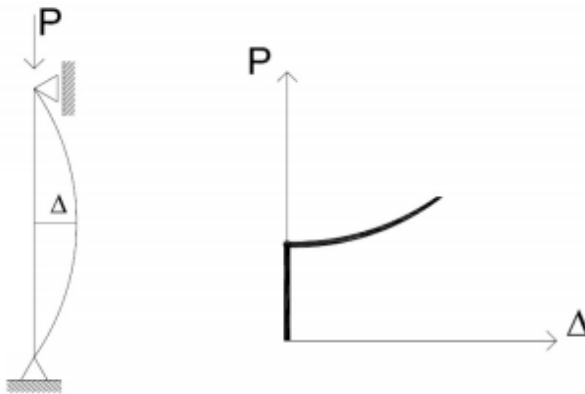


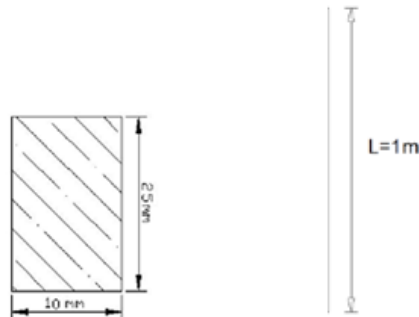
Figura 25 Modelo pandeo de Euler

La teoría de Euler establece la carga crítica de pandeo de una barra comprimida axialmente siempre que se verifiquen las siguientes hipótesis:

1. Deformaciones suficientemente pequeñas
2. El material debe cumplir la ley de Hooke y la hipótesis de Navier
3. El eje de la pieza es matemáticamente recto y la carga P de compresión es exactamente centrada
4. Extremos fijos con articulaciones perfectas
5. Sección constante cuadrada o circular
6. Estado tensional neutro(sin tensiones residuales o de otro tipo)

4.1.1 Cálculo Teórico

Cumpliendo todas las normas que impone la teoría de Euler, la barra corresponderá a una sección maciza rectangular definida por:



Estas características geométricas de la sección producirán que la inercia de la sección resulte:

$$I = \frac{1}{12}hb^3 = \frac{0.025 * 0.01^3}{12} = 2.084 * 10^{-9}m^4$$

Con $E = 210 * 10^9 N/m^2$

Bajo estas condiciones la carga crítica resulta:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} = 4.32KN$$

Con $L_k = \beta L$. En nuestro caso al corresponder a una cuyas condiciones de contorno corresponden a una articulación en cada uno de los extremos $\beta = 1$.

Y dividiendo por el área obtenemos la tensión crítica de Euler

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 17.28MPa$$

4.1.2 Análisis Lineal

En esta parte mediante el programa informático ANSYS vamos a someter a la sección anterior biarticulada a una carga de compresión en uno de sus extremos de forma que iremos aumentando dicha carga hasta alcanzar el fenómeno de inestabilidad conocido como pandeo de Euler.[18]

Dicho resultado lo compararemos con el obtenido teóricamente por Euler por lo que nuestro modelo debe cumplir con las condiciones impuestas para que se verifique la ecuación de la carga crítica.

Para el cálculo en el análisis lineal podemos observar en la imagen siguiente que para el primer modo de pandeo el valor de carga crítica coincide prácticamente con el teórico.

DISPLACEMENT
STEP=1
SUB =1
FACT=4381.78
EMX =.006829

ANSYS
R15.0



Figura 26 Pandeo Euler según Ansys

Esto se debe a que para un análisis lineal de pandeo, el programa informático ANSYS utiliza la fórmula de Euler y por ello esta exactitud en los resultados.

4.2 Pandeo lateral

El pandeo lateral es un fenómeno que se produce en vigas de alas anchas o de escasa rigidez torsional sometida a flexión en su eje fuerte, el pandeo flexional convencional puede ir acompañado de la aparición de una torsión de la sección.

Para el estudio de este fenómeno, utilizaremos un perfil parecido al utilizado en el caso teórico del pandeo de Euler, las condiciones de contorno de esta barra vendrá definida por unos apoyos en horquilla, de forma que la sección este liberada del giro torsional y del alabeo de la sección en el apoyo.

Impondremos un momento flector constante aplicado en ambos extremos, en estas condiciones la parte superior de la viga se encontrará comprimida mientras que la inferior permanece traccionada, dicha compresión puede llegar a provocar para un valor crítico del momento el fenómeno de inestabilidad denominado anteriormente como pandeo lateral.[11]

En un segundo caso utilizaremos un perfil IPE, para el cual también compararemos los resultados conseguidos para la carga crítica de pandeo lateral con los teóricos según la normativa.

4.2.1 Perfiles metálicos según Código Técnico y eurocódigo 3

4.2.1.1 Cálculo teórico sección rectangular

Para esta sección utilizaremos un perfil rectangular de 20m de longitud con una sección:

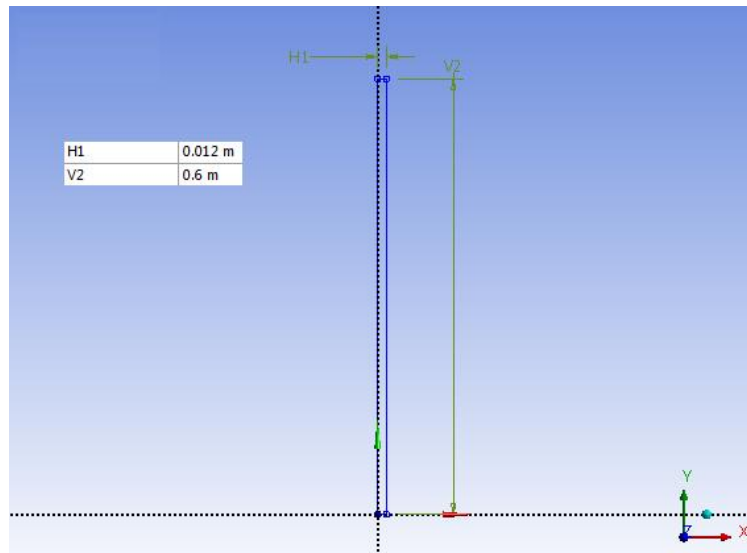


Figura 27. Sección rectangular

En la obtención teórica de la carga crítica en la cual se produce el fenómeno de pandeo lateral para una sección rectangular, vamos a calcular primero el momento crítico que en el código técnico viene definido para una viga sección rectangular:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2}$$

$$M_{LTV} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E I_z} \quad (1)$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,2}^2 \quad (2)$$

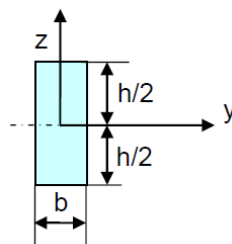
El valor de C1 viene dado por la distribución de momentos en nuestra viga, la cual para nuestro caso resulta:

$$C_1 = 2.05 \quad L_c = 2L$$

Siendo

$$E = 2.1 * 10^{11} \text{ Pa} \quad G = 8.1 * 10^{10} \text{ Pa}$$

Para el cálculo de las inercias, teniendo en cuenta que es una sección rectangular:



$$I_t = \frac{hb^3}{3} = \frac{0.6 * 0.012^3}{3} = 3.456 * 10^{-7}$$

$$I_z = \frac{bh^3}{3} = \frac{0.012 * 0.06^3}{3} = 8.64 * 10^{-8}$$

Sustituyendo ambos valores en la ecuación (1)

$$M_{LTV} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E I_z} = 3628.6025 \text{KNm}$$

Para la segunda ecuación debemos definir los valores:

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{h/2} = 1.152 * 10^{-6} \text{m}^4$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_z}{A_{sop}}} = \sqrt{\frac{8.64 * 10^{-8}}{7.2 * 10^{-3}}} = 3.4641 * 10^{-3} \text{m}$$

Despejando en la expresión (2):

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,z}^2 = 0.0367 \text{KNm}$$

Por ello el momento crítico obtenido:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{3628.6025^2 + 0.0367^2} = 3628 \text{KNm}$$

Podemos comprobar que el término correspondiente a la resistencia por torsión uniforme es mucho mayor que el referido a la resistencia por torsión no uniforme, utilizamos la ecuación del momento crítico simplificado:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E I_z G I_t}$$

Para los mismos valores utilizados en el cálculo anterior para el código técnico:

$$M_{cr} = 3540.10 \text{KNm}$$

Por otro lado vamos a calcular el valor de la carga crítica mediante la obtención del momento crítico elástico de pandeo lateral referido por el eurocódigo3[7].

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{KL} \sqrt{\frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L^2} + E I_z G I_z}$$

Para las condiciones de contorno en los apoyos y la distribución de cargas

$$M_{cr} = 2.05 \frac{\pi}{2L} \sqrt{\frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L^2} + E I_z G I_z} = 3746.25 \text{KNm}$$

4.2.1.1.1. Análisis lineal con el ansys workbench

En la realización de este estudio utilizamos el elemento Shell 181, ya que este elemento nos permite obtener como resultado además de los desplazamientos verticales debidos a la flexión, las deformaciones transversales acompañadas de la torsión producida en este fenómeno de inestabilidad.[16]

Para un valor menor de los momentos flectores aplicados en los extremos menor al que produzca la inestabilidad, la viga se deforma solamente como consecuencia de la flexión.

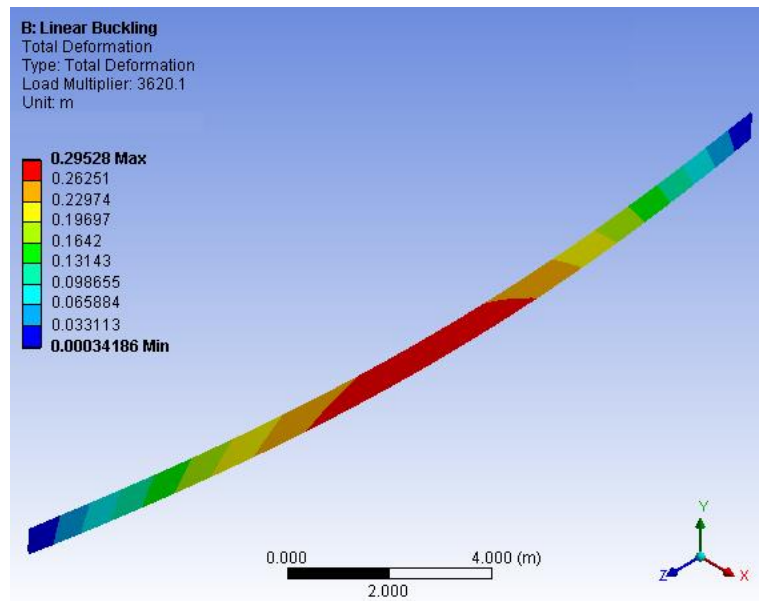


Figura28.Deformada sección rectangular

En la realización del análisis lineal de pandeo lateral podemos comprobar que la carga crítica calculada es 3620.1 KNm , muy parecida a la obtenida a partir de las expresiones teóricas impuestas por el código técnico.

4.2.1.2 Cálculo teórico perfil IPE

La sección corresponde a un perfil IPE 600 también de 20 m de longitud con la siguiente geometría y dimensiones:[14]

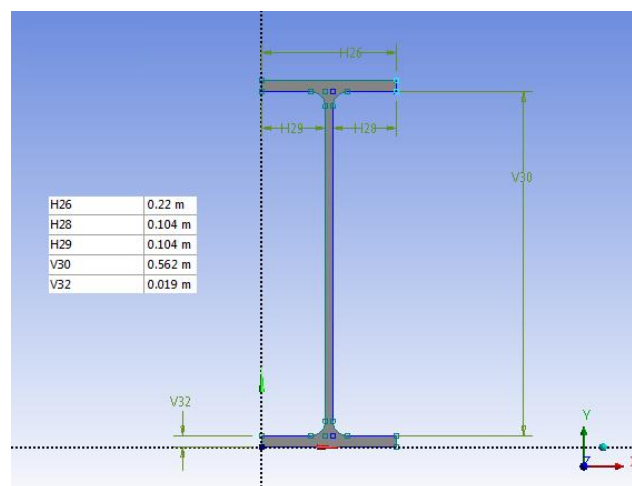


Figura 29 Sección IPE

En este caso para el cálculo teórico de la carga crítica de pandeo lateral para un IPE:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2}$$

Con:

$$M_{LTV} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E I_z} \quad (1)$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,2}^2 \quad (2)$$

El valor de C_1 viene dado por la distribución de momentos en nuestra viga, la cual para nuestro caso resulta:

$$C_1 = 2.05$$

$$L_c = 2L$$

Siendo

$$E = 2.1 * 10^{11} Pa$$

$$G = 8.1 * 10^{10} Pa$$

Para el cálculo de las inercias, teniendo en cuenta que es una sección IPE, mirando los valores en las tablas correspondientes:

$$I_t = 0.3387 * 10^{-4} m^4$$

$$I_z = 0.0165 * 10^{-4} m^4$$

Sustituyendo ambos valores en la ecuación (1)

$$M_{LTV} = C_1 \frac{\pi}{L_c} \sqrt{G I_T E I_z} = 156980 KNm$$

Para la segunda ecuación debemos definir los valores:

$$W_{el,y} = \frac{I_t}{h/2} = 2.75 * 10^{-6} m^4$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_z}{A_{sop}}} = \sqrt{\frac{0.3387 * 10^{-4}}{1.56 * 10^{-3}}} = 0.147348 * 10^{-3} m$$

Despejando en la expresión (2):

$$M_{LTW} = W_{el,y} \frac{\pi^2 E}{L_c^2} C_1 i_{f,2}^2 = 1.5855 * 10^{-3} KNm$$

Por ello el momento crítico obtenido:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTW}^2} = \sqrt{156980^2 + 0.0015855^2} = 1.5698 * 10^5 KNm$$

Como el primer término correspondiente a la resistencia por torsión uniforme de la barra es mucho mayor que el término asociado a la resistencia por torsión no uniforme, simplificando la ecuación de cálculo del momento crítico para un perfil IPE se obtiene:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GI_z}}$$

Con:

$$M_1 = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T EI_z} \quad (1)$$

$$M_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GI_t}} \quad (2)$$

Los valores resultan:

$$E = 2.1 * 10^{11} Pa \quad G = 8.1 * 10^{10} Pa$$

Para el cálculo de las inercias, teniendo en cuenta que es una sección IPE, mirando los valores en las tablas correspondientes:

$$I_t = 0.3387 * 10^{-4} m^4$$

$$I_z = 0.0165 * 10^{-4} m^4$$

$$I_w = 2.846 * 10^{-6} m^4$$

Sustituyendo ambos valores en las ecuaciones (1) y (2)

$$M_1 = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T EI_z} = 153151.62 KNm$$

$$M_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GI_z}} = 1.002684$$

Quedando:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GI_t} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GI_z}} = 1.53 * 10^5 KNm$$

También vamos a calcular el valor de la carga crítica mediante la ecuación considera por el eurocódigo 3 para el momento crítico elástico de pandeo lateral

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{KL} \sqrt{\frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L^2} + EI_z GI_z}$$

Para las condiciones de contorno en los apoyos y la distribución de cargas

$$M_{cr} = 2.05 \frac{\pi}{2L} \sqrt{\frac{\pi^2 E^2 I_z I_w}{L^2} + EI_z GI_z} = 1.57 * 10^5 KNm$$

4.2.1.2.1 Análisis lineal con el ansys workbench

Para este análisis utilizamos el elemento placa para el mallado de la geometría anteriormente mencionada, ya que este elemento nos permite obtener como resultado además de los desplazamientos verticales debidos a la flexión, las deformaciones transversales acompañadas de la torsión producida en este fenómeno de inestabilidad y por ello obtener unos resultados lo más cercano a la realidad.

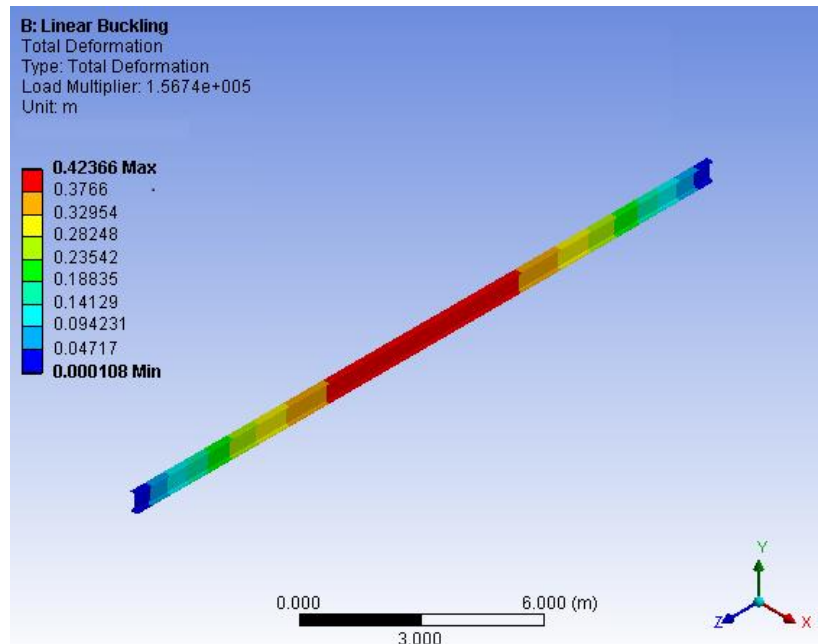


Figura 30. Deformada sección IPE

Obtenemos una carga crítica de $1.5674 \cdot 10^5$ KN, similar a la de los cálculos teóricos.

4.2.2 Cálculo teórico sección mixta según Eurocódigo 4

Una viga mixta sometida a flexión en su eje fuerte, puede experimentar pandeo lateral, deformación por flexotorsión según el eje débil, en determinadas condiciones de carga y arriostramiento, es un efecto similar al que se puede producir en vigas metálicas con la ventaja en las mixtas de que la cabeza de hormigón suele estar apantallada transversalmente al plano de flexión e incrementa su rigidez frente a este efecto.

Por esta razón, cuando el ala comprimida de acero está vinculada mediante conectadores a una cabeza de hormigón de ancho no menor que el canto del elemento metálico, puede considerarse estable en sentido transversal y no requiere comprobación a pandeo lateral. Esta condición la suele satisfacer las vigas mixtas de edificación biapoyada, en cuyo caso no es necesario realizar las comprobaciones siguientes; cuando no es así, como en los apoyos internos de vigas continuas donde el momento negativo comprime el ala inferior de acero, hay que verificar la estabilidad lateral de las alas comprimidas.[8]

Vamos a proceder al cálculo del momento crítico elástico de una viga mixta frente a pandeo lateral [1]

Partiendo de una sección para el acero correspondiente a un IPE 600, calculamos el ancho eficaz para la losa de hormigón la tensión entre las tensiones admisibles resulta:

$$\alpha := \frac{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{\left(\frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right)} = 14.706$$

y tomando como coeficiente de equivalencia

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.25$$

Con el perfil de la sección de acero supuesto

$$h_a := 600 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := 156 \cdot \text{cm}^2$$

y también consideramos un canto de la cabeza de hormigón

$$h_c := 150 \cdot \text{mm}$$

Imponiendo como criterio de optimización que se alcance la tensión admisible simultáneamente en las fibras extremas y operando:

Densidad del hormigón

$$\frac{(h_c + h_a - z_g)}{(z_g)} \leq \left(\frac{\alpha}{n} = \blacksquare \right) \quad z_g := \frac{h_c + h_a}{\frac{\alpha}{n} + 1} = 0.224 \text{ m}$$

Por tanto el centro de gravedad está situado sobre el perfil metálico, cuya ordenada será despejando la anchura de la cabeza de hormigón

$$z_g > \frac{b \cdot h_c^2 + n \cdot A_a \cdot (h_a + 2 \cdot h_c)}{2 \cdot (b \cdot h_c + n \cdot A_a)}$$

$$b := \frac{n \cdot A_a \cdot (h_a + 2 \cdot h_c - 2 \cdot z_g)}{h_c \cdot (2 \cdot z_g + h_c)} = 0.493 \text{ m}$$

Suponiendo conexión completa, para el cálculo del área equivalente debemos conocer el área de hormigón traccionada, ello depende de la posición de la fibra neutra, suponiendo que se encuentra en el hormigón y aplicando equilibrio de tensiones sobre la sección. La fuerza que puede llegar a coger cada material resulta:

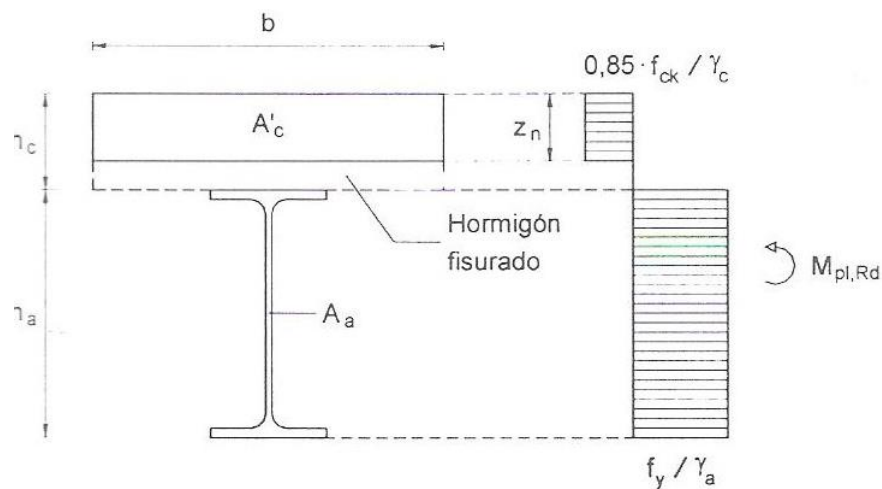


Figura 31. Diagrama de tensiones sección mixta

Hormigón:

$$A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Con A_c' como el área de hormigón comprimido

Acero:

$$A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Con A_s como el área de acero estructural traccionado

Igualando ambos términos, sabiendo que $A_{c'} = b * z_n$ Despejando de la ecuación

$$z_n := \frac{A_a \cdot \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)}{b \cdot 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = 0.466 \text{ m}$$

Como $h_c > z_n$

La hipótesis de que la fibra neutra está en la cabeza de hormigón es correcta y todo el hormigón estará comprimido, por ello el área equivalente vendrá dado por:

$$A_c := b \cdot h_c = 0.074 \text{ m}^2$$

$$A_e := A_a + A_c = 0.089 \text{ m}^2$$

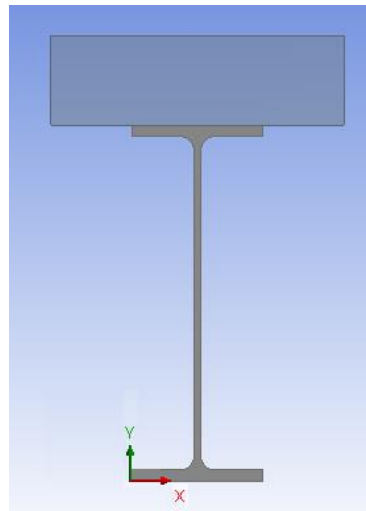


Figura 32 Sección mixta

Para la losa de hormigón

$$b_a := 0.22 \cdot m \quad h_a = 0.6 m \quad I_{ya} := 92080 \cdot 10^{-8} \cdot m^4$$

Para el caso del acero, al ser un perfil IPE 600 las dimensiones son:

$$b = 0.493 m \quad h_c = 0.15 m$$

$$I_{yc} := \frac{b \cdot h_c^3}{12} = 1.385 \times 10^{-4} m^4$$

Quedando la inercia del eje mayor de inercia de la sección mixta de área A

$$I_y := I_{ya} + I_{yc} = 1.059 \times 10^{-3} m^4$$

Los momentos de inercia de la sección de acero estructural referidos a sus ejes baricéntricos.

$$I_{az} := 3387 \cdot 10^{-8} \cdot m^4 \quad I_{ay} := 92080 \cdot 10^{-8} \cdot m^4$$

$$i_x := \left(\frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a} \right) = 0.061 m^2$$

El momento de inercia del ala inferior de acero referida al eje débil del perfil

$$t_f := 0.019 \cdot m$$

$$I_{afz} := \frac{h_a^3 \cdot t_f}{12} = 3.42 \times 10^{-4} m^4$$

La constante torsional de Saint Venant de la sección de acero para el perfil IPE 600

$$t_w := 0.012 \cdot m$$

$$I_{at} := 165 \cdot 10^{-8} \cdot m^4$$

Siendo k_1 la rigidez a flexión del hormigón fisurado en dirección transversal a la viga de acero y con I_2 como el momento de inercia de la sección homogeneizada, solo de la cabeza, calculado despreciando el hormigón traccionado.

$$I_2 := \frac{1}{12} \cdot b \cdot (b^2 + h_c^2) = 10.879 L$$

Por ello la rigidez a flexión del hormigón para losa continua sobre la viga metálica

$$k_1 := \frac{4 \cdot E_a \cdot I_2}{0.8 \cdot m} = 1.142 \times 10^{10} N$$

k_2 Corresponde a la rigidez a flexión del alma de acero, que se adopta para una viga no embebida

$$h_s := 588 \cdot mm$$

$$k_2 := \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) \cdot h_s} = 1.695 \times 10^5 N$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$K_s := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 1.695 \times 10^5 N$$

El coeficiente k_c cuando la sección de acero es simétrica respecto a ambos ejes viene dado por:

$$e_1 := \frac{A_e \cdot I_{ay2}}{A_a \cdot \left[\left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} \right) \cdot (A_e - A_a) \right]} = 0.11 m$$

Una vez definido todos los datos, según el eurocódigo 4 el momento crítico elástico de una viga mixta frente a pandeo lateral viene definido por:

$$M_{cr} := \frac{K_c \cdot C_4}{L} \cdot \sqrt{\left[G_a \cdot I_{at} + \frac{K_s \cdot L^2}{(\pi)^2} \right]} \cdot E_s \cdot \frac{I_{afz}}{2} = 1.684 \times 10^6 J$$

4.1.2.1 Análisis lineal con el ansys workbench

En este ensayo consideramos una viga mixta, aplicando la misma carga que en los casos anteriores y utilizando los mismos elementos utilizando un perfil IPE y una cabeza de hormigón con las mismas dimensiones y características que las utilizadas en la resolución del cálculo teórico, con el fin de poder comparar los diferentes valores obtenidos.

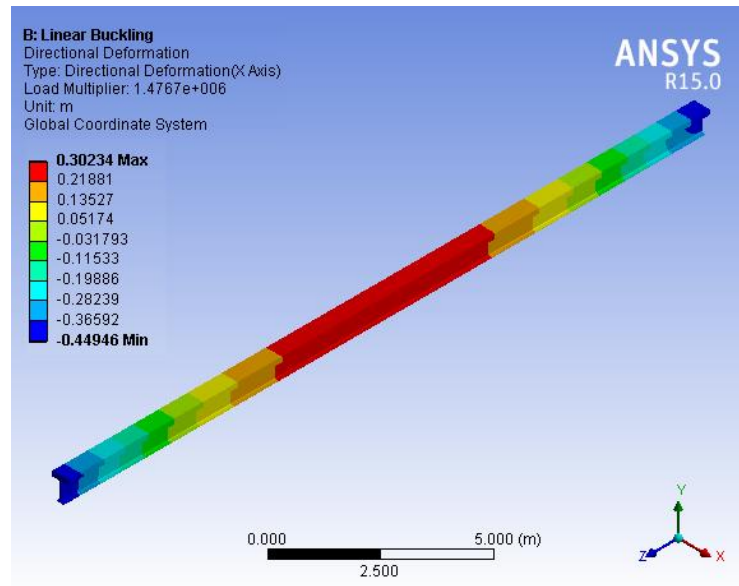


Figura33. Deformada sección mixta

Obtenemos una carga crítica de $1.467 \cdot 10^6$ KN , similar a la de los cálculos teóricos.

4.2.3 Cálculo sección homogénea

En este apartado intentaremos conseguir una sección homogénea de acero para la cual obtengamos un momento crítico de valor similar al conseguido teóricamente, para ello haremos uso de una sección reducida de acero en vez de la cabeza de hormigón utilizada en el apartado anterior.

4.2.3.1 Cálculo ancho reducido

En el primer caso, reduciremos el largo de la sección de la cabeza utilizando como coeficiente de equivalencia la relación entre los módulos de elasticidad del acero y hormigón

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.25$$

Quedando el largo de la sección homogeneizada

$$l_{red} = \frac{0.493}{6.25} = 0.0788$$

Por ello el perfil completo resulta:

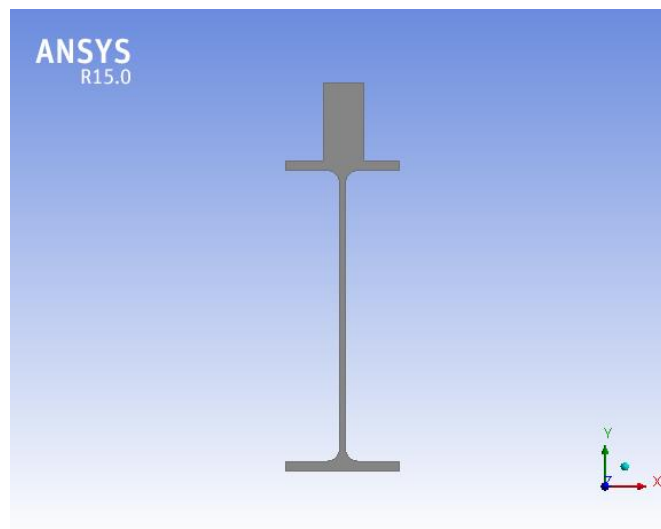


Figura34. Sección reducida

Para esta sección aplicamos los momentos en los extremos de la viga y obtenemos un momento crítico menor al obtenido teóricamente, esta diferencia puede ser debida a que hemos reducido la sección en la dirección en la que soporta más las cargas producidas por los momentos flectores que provocan el pandeo.

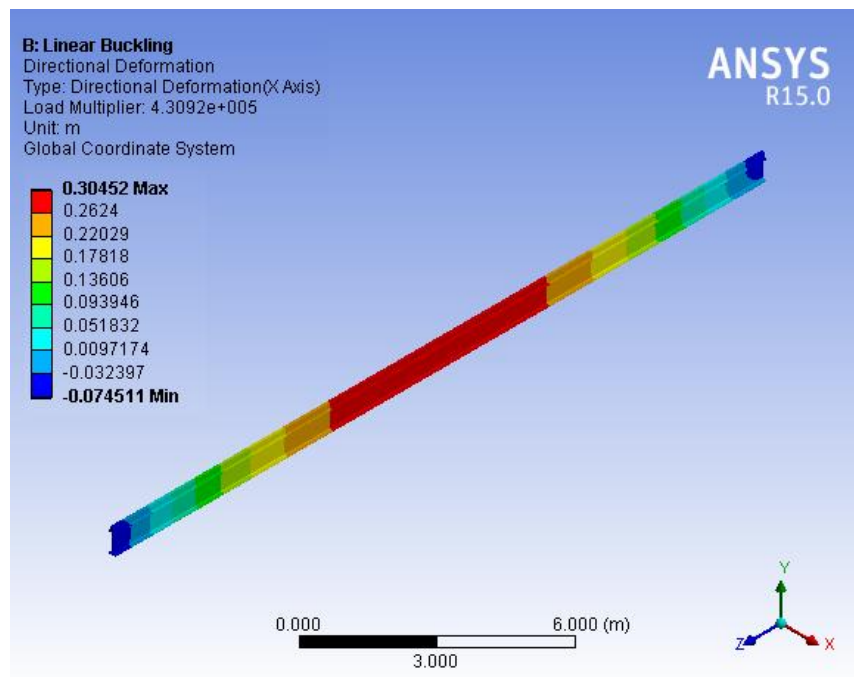


Figura 35. Deformada ancho reducido

Con un valor del momento crítico igual a $4.3092 \cdot 10^5$ resulta muy diferente al teórico por lo que realizaremos otro ensayo reduciendo el ancho de la cabeza de la sección, ya que esta dimensión influye bastante menos para el cálculo del momento máximo que soporta frente a pandeo lateral.

4.1.2.2 Cálculo canto reducido

Ahora, reduciremos el ancho de la sección utilizando también como coeficiente de equivalencia la relación entre los módulos de elasticidad del acero y hormigón

$$n := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.25$$

El ancho de la sección homogeneizada resulta

$$h_{red} = \frac{0.15}{6.25} = 0.023$$

Por ello el perfil completo resulta:

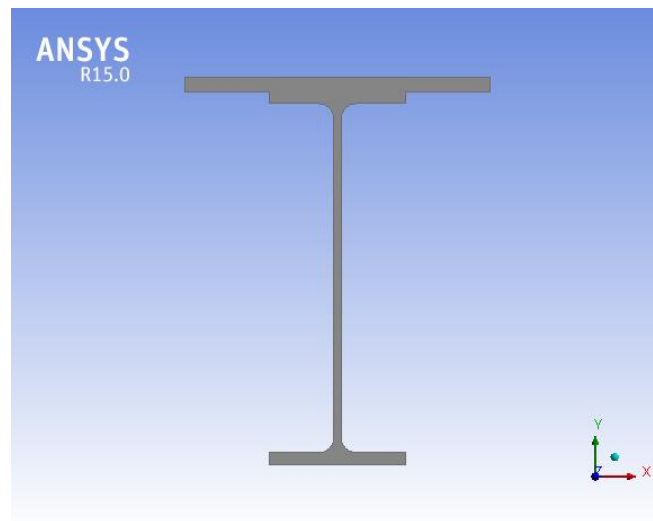


Figura 36. Sección canto reducido

Como para el caso anterior, calculamos el momento crítico de dicha sección frente a pandeo lateral, obteniendo en esta ocasión:

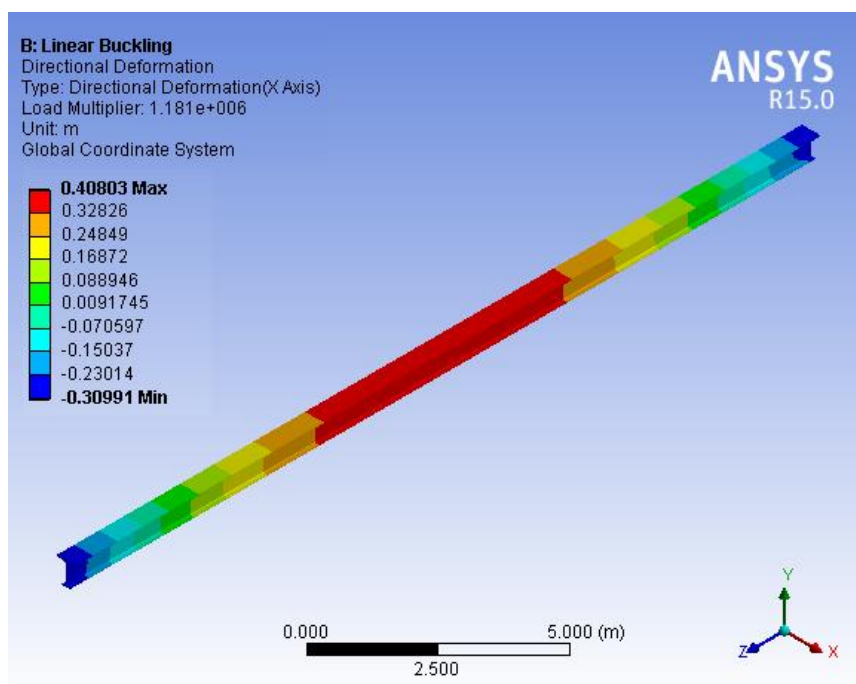


Figura 37. Deformada canto reducido

En este cálculo el valor del momento crítico es muy similar tanto al teórico como al ensayo realizado para la sección mixta, dichos resultados son coherentes ya que la sección reducida en este apartado tiene menor influencia frente al pandeo lateral.

4.3 Cálculo sección completa con armadura inferior

En este caso vamos a comparar el momento crítico frente a pandeo lateral de una viga mixta de dos perfiles IPE con una cabeza de hormigón en la que existe armadura inferior con el fin de soportar las tracciones producidas en esa zona.[9]

Como en los apartados anteriores estos resultados los vamos a comparar con el valor dado por el eurocódigo, por ello para facilitar el coste computacional y simplificar los cálculos teóricos vamos a suponer una profundidad de la viga mixta de un metro que junto con las especificaciones anteriores, resulta una sección:

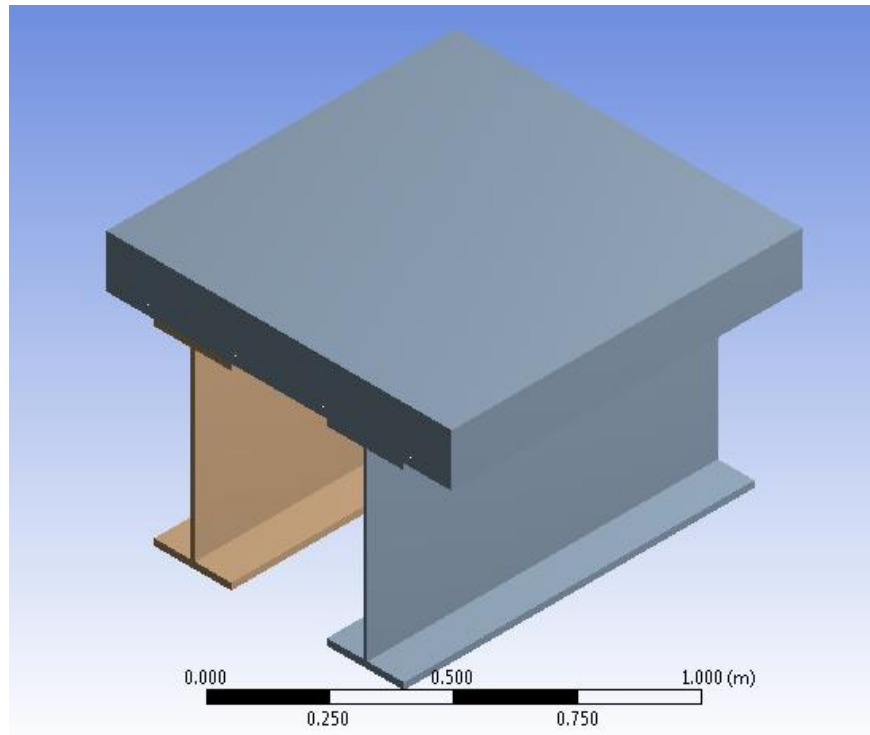


Figura 38.sección completa

Como se puede observar en la fotografía anterior la armadura inferior consiste en cuatro barras del 12 distribuidas a lo largo de todo el perfil con una distancia entre cada una de ellas de 0.25m y un recubrimiento de 0.025.

La peculiaridad de este modelo aparte del uso de una viga mixta con dos perfiles IPE reside en la inclusión en el modelo del armado inferior de forma que el cálculo del término de la inercia fisura expresada en el eurocódigo 4 tiene sentido y podemos definir los parámetros que rigen el comportamiento para nuestra sección rectangular en régimen lineal fisurado.[4]

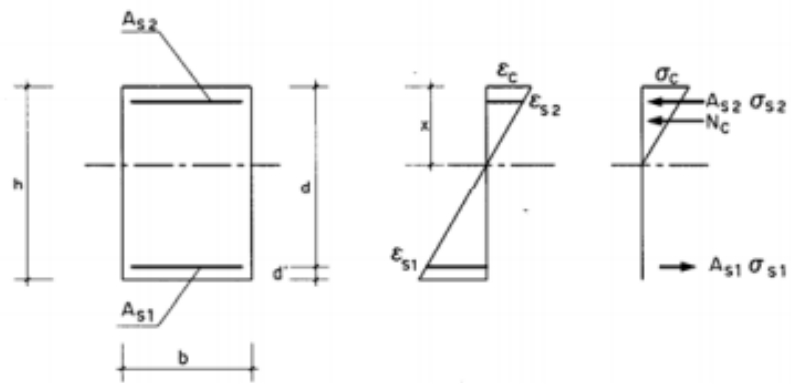


Figura 39. Distribución de Tensiones

Según el estado límite de servicio en fisuración el cálculo de la sección fisurada primero debemos calcular la profundidad relativa de la fibra neutra, la cual viene dada por:

$$\frac{X}{d} = n \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho_2 d'}{\rho_1 d} \right)}{n \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2}} \right)$$

$$\text{si } \rho_2 = 0 \Rightarrow \frac{X}{d} = n \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \rho_1}} \right)$$

Con:

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$$

Como en nuestro caso no existe armadura superior despejando obtenemos que la fibra neutra se encuentra en:

$$X=0.029\text{m}$$

Y con este valor la inercia fisurada resulta:

$$I_f = n A_{s1} (d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right) + n A_{s2} (X - d') \left(\frac{X}{3} - d' \right)$$

Para la no existencia de armadura superior la ecuación anterior se simplifica[6]

$$I_f = n A_{s1} (d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right)$$

Y con los datos de nuestra sección , la armadura y el valor de la fibra neutra:

$$I_f := n \cdot A_s \cdot (d - x_f) \cdot \left(d - \frac{x_f}{3} \right) = 3.131 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Con este cambio el valor del momento crítico se ve afectado en el término de k_s por lo que recalculando otra vez teniendo en cuenta la nueva inercia fisurada:

Por ello la rigidez a flexión del hormigón para losa continua sobre la viga metálica

$$k_1 := \frac{4 \cdot E_c \cdot I_f}{0.5\text{m}} = 1.461 \times 10^5 \text{ N}$$

k_2 Corresponde a la rigidez a flexión del alma de acero, que se adopta para una viga no embebida

$$h_s := 581 \cdot \text{mm} \quad t_{ww} := 0.012 \cdot \text{m}$$

$$k_2 := \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) \cdot h_s} = 1.716 \times 10^5 \text{ N}$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$K_s := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 7.891 \times 10^4 \text{ N}$$

El coeficiente k_c cuando la sección de acero es simétrica respecto a ambos ejes viene dado por:

$$e_1 := \frac{A_e \cdot l_{ay}}{A_a \cdot \left[\left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} \right) \cdot (A_e - A_a) \right]} = 0.191 \text{ m}$$

$$K_c := \frac{h_s \cdot l_y}{l_{ay}^2} \cdot \frac{1}{\frac{\frac{h_s^2}{4} + i_x}{e_1} + h_s} = 0.86$$

Una vez definido todos los datos, según el eurocódigo 4 el momento crítico elástico de una viga mixta frente a pandeo lateral viene definido por:

$$M_{cr} := \frac{K_c \cdot C_4}{L^2} \cdot \sqrt{\left[G_a \cdot I_{at} + \frac{K_s \cdot L^2}{(\pi)^2} \right]} \cdot E_s \cdot \frac{I_{afz}}{2} = 1.207 \times 10^7 \text{ J}$$

En el caso del modelo de elementos finitos imponemos un giro en el centro del alma de ambos perfiles en dirección z.

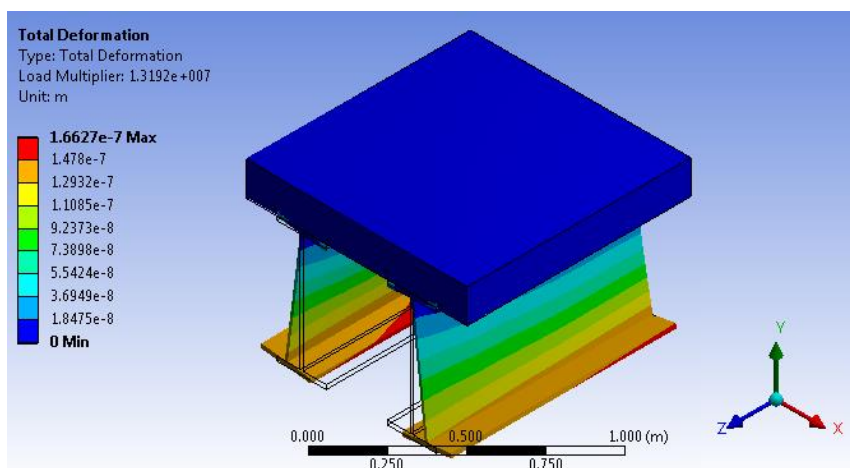


Figura 40. Deformada sección completa

5 CALCULO ANÁLITICO DE PANDEO LATERAL

Frente al efecto del pandeo lateral para una sección mixta la normativa española, más explícitamente el eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón define que el efecto que produce una flexión sobre una viga mixta se puede reducir a nivel del ala de acero superior, pudiéndose adoptarse una rigidez rotacional k_s , por unidad de longitud de viga de acero para representar el modelo del pórtico en U invertida mediante una viga sola:

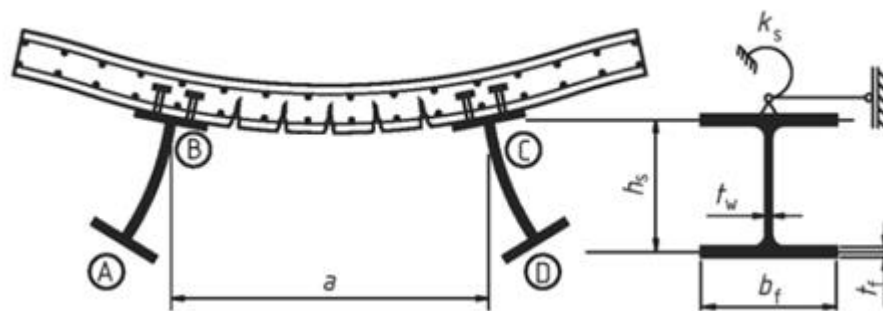


Figura 41. Pórtico en U invertida ABCD resistente a pandeo lateral

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}$$

Donde k_1 es la rigidez a flexión del hormigón fisurado en dirección transversal a la viga de acero y con I_2 como el momento de inercia de la sección homogeneizada, sola de la cabeza, calculada despreciando el hormigón traccionado, k_1 puede tomarse como:

$$k_1 = \frac{\alpha * E_a * I_2}{a}$$

- $E_a * I_2$ como la inercia fisura por unidad de anchura de la losa de hormigón o mixta, tomada como el menor valor en el centro de vano, para flexión positiva, y el valor en el apoyo de acero, para flexión negativa.

- $\alpha=4$ para el caso de vigas interiores en un forjado con cuatro o más vigas iguales

- a es la separación entre vigas paralelas

k_2 Corresponde a la rigidez a flexión del alma de acero, que se adopta para una viga no embebida:

$$k_2 = \frac{E_a * t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) * h_s}$$

Para nuestro caso de una viga no embebida en donde ν_a es el coeficiente de Poisson y h_s y t_w vienen definidos como valores de la geometría del perfil metálico expresada en la figura anterior.

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}$$

Esta expresión formulada por la normativa sirve para casos muy concretos por lo que en este estudio vamos a intentar ampliar su rango de uso variando diferentes valores y viendo la sensibilidad que presenta en cada caso.

En un primer momento utilizando el programa de elementos finitos vamos a comprobar que como dice la norma se puede representar el modelo del pórtico en U invertida mediante una viga sola, para ello crearemos ambos modelos aplicando el k_s calculado anteriormente y viendo para que casos se puede adoptar ese modelo simplificado.

5.1 Viga mixta

Para este caso utilizaremos el modelo de la viga mixta empleado en los casos anteriores y en el cálculo de k_s , suponemos que el contacto entre los perfiles de acero y la viga son perfectos, sabiendo que los conectores en una viga mixta es un problema complejo y que podría dar lugar a un estudio posterior sobre dicho modelo.

En este prototipo aplicamos dos momentos en los perfiles en la dirección z de forma que provoquemos el fenómeno de pandeo lateral, para el mallado iremos refinándolo hasta obtener unos valores suficientemente buenos si producimos un alto coste computacional.[10]

Aplicaremos simetría para las condiciones de contorno en la mitad de la sección a lo largo del eje z de forma y evitaremos el desplazamiento en los extremos para esa dirección.

Para el cálculo teórico de k_s es necesaria la inercia fisurada por unidad de anchura de la losa de hormigón por lo que supondremos la inercia fisurada en el apartado y vamos a calcular en ángulo que gira el perfil metálico para un momento aplicado de valor $1 * 10^6$ N, sabiendo que este valor es menor al momento crítico calculado en el apartado anterior:

$$k_s = \frac{M}{\theta}$$

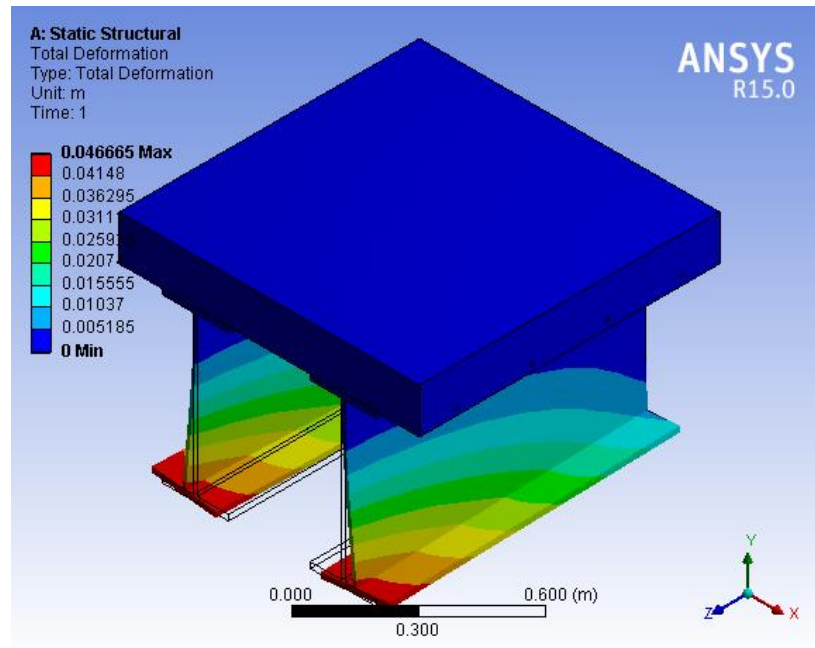


Figura 42. Giro de la sección mixta

El ángulo girado por la sección lo podemos fácilmente midiendo el desplazamiento de la sección:

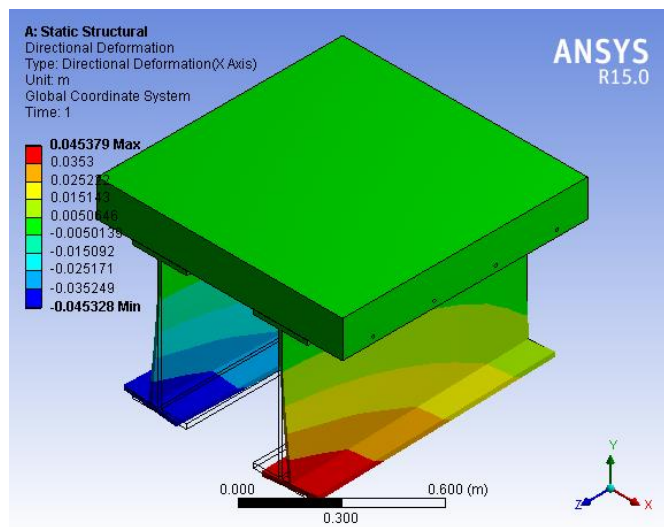


Figura 43. Desplazamiento en dirección x de la sección mixta

De donde obtenemos

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^4}{\tan^{-1}\left(\frac{0.045379}{0.60}\right)} = 1.32 * 10^5 N$$

El valor teórico obtenido mediante el término correspondiente al eurocódigo 4 en el que en el apartado anterior obtenemos:

$$K_S := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 1.585 \times 10^5 \text{ N}$$

No obtenemos un valor similar en ambos casos, esto es debido a que el modelo analítico se basa en el eurocódigo 4 el cual tiene en cuenta la fisuración de la sección, sin embargo el modelo numérico de elementos finitos corresponde a un caso elástico lineal el cual no tiene en cuenta la fisuración, por ello para comparar estos diferentes modelos vamos a proceder a ir variando el módulo elástico del hormigón en el programa de elementos finitos hasta obtener el mismo k_s . [4]

Con la variación del módulo elástico se introduce el daño por fisuración en el hormigón y podemos comparar ambos casos.

5.2 Análisis de Sensibilidad

Vamos a realizar una serie de variaciones con la finalidad de comprobar la fiabilidad del uso de la rigidez rotacional para representar el modelo del pórtico de U invertida.

En los diferentes ensayos se modifican los valores de la viga mixta y viendo así la diferente sensibilidad que presenta nuestro modelo de viga mixta para cada uno de ellos.

5.2.1.1 Distancia entre perfiles

Teóricamente para una distancia mayor entre los IPE el valor del momento crítico será menor, por ello el k_s debe ser mayor, tomando una distancia entre los perfiles hasta un valor de 0.7, siendo la inicial de 0.4 la geometría resultan:

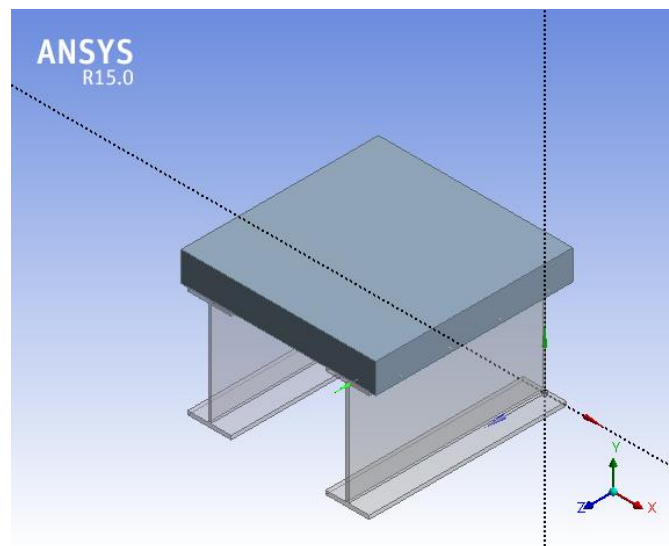


Figura 44. Sección variando distancia entre perfiles

El ángulo girado por la sección lo medimos según el desplazamiento de la sección:

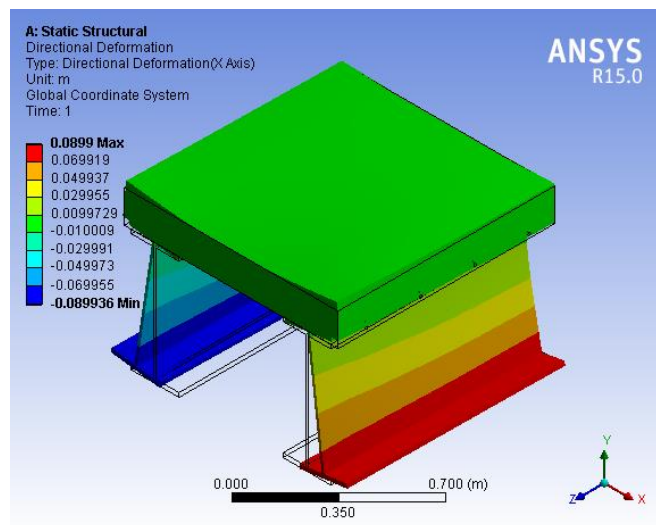


Figura 45. Deformada variando distancia entre perfiles

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^6}{\tan^{-1}\left(\frac{0.09}{0.60}\right)} = 6.7 * 10^6 N$$

Obtenemos un mayor desplazamiento de la sección, algo lógico ya que al estar más separado los perfiles la resistencia que oponen es menor.

$$k_1 = \frac{4 * E_c * I_f}{0.7} = 3.767 * 10^6 N$$

$$k_2 = \frac{E_a * t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) * h_s} = 1.716 * 10^5 N$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2} = 1.641 * 10^5 N$$

A continuación, para tener en cuenta el efecto de la fisuración en el modelo elástico lineal, vamos a variar el valor del módulo elástico en la cabeza de hormigón, teóricamente para una distancia mayor entre los perfiles el módulo elástico de la sección debería de ser menor, de forma que, realizando un proceso iterativo disminuyendo dicho valor hasta igualar los valores de k_s , para un valor del módulo elástico del hormigón igual a $1.7 * 10^8 N$.

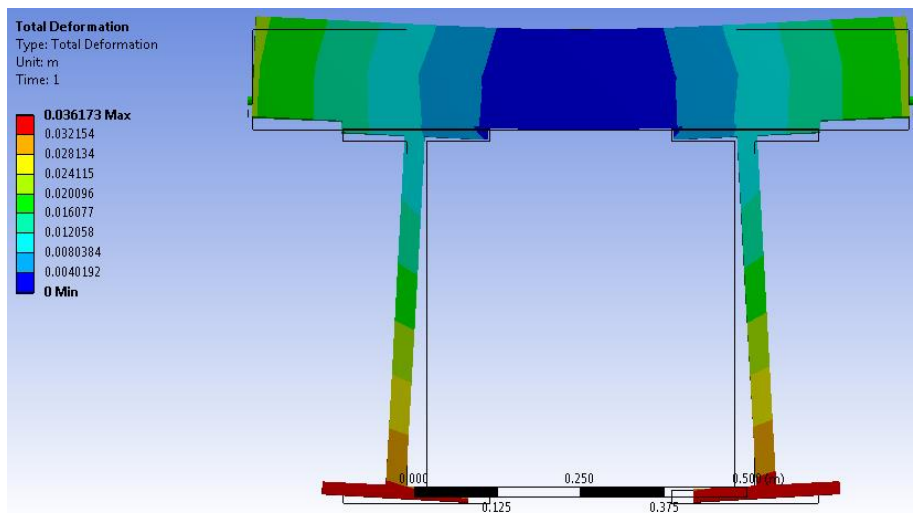


Figura 46. Deformada variando distancia entre perfiles y E

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^4}{\tan^{-1}\left(\frac{0.036173}{0.60}\right)} = 1.66 * 10^5 N$$

5.2.1.2 Espesor de los perfiles

En este apartado vamos a comprobar la sensibilidad que presenta k_s frente a un cambio en el espesor de los perfiles, para un espesor del alma de 0.03m, siendo inicialmente 0.012m, la viga viene definida:

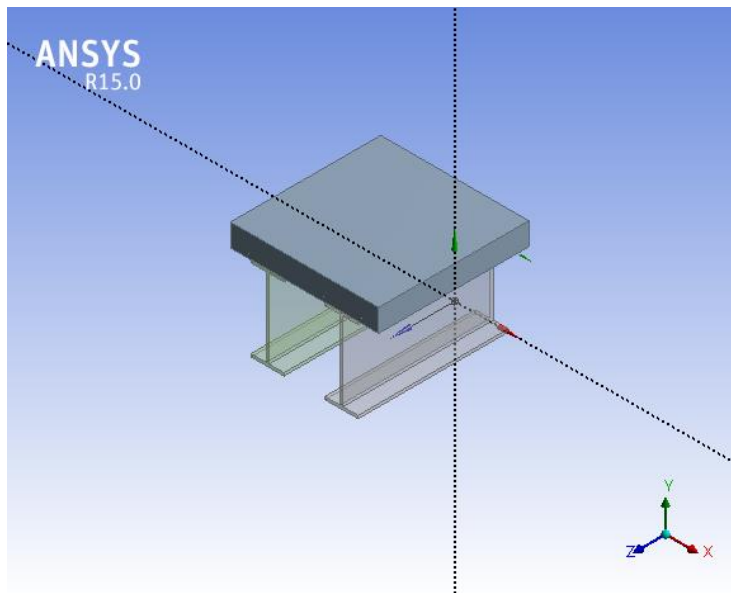


Figura 47. Sección variando espesor de los perfiles

Calculamos k_s mediante el método de los elementos finitos, para ello ejercemos un momento de $1 * 10^5 Nm$.

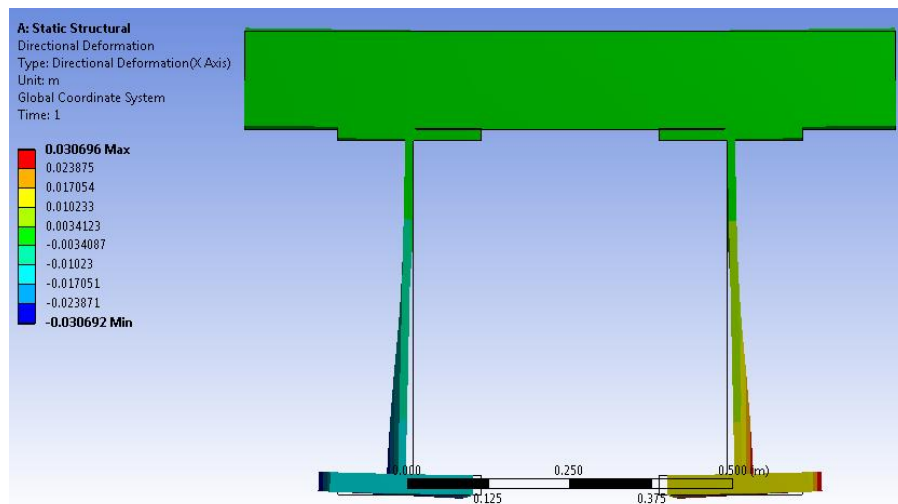


Figura 48. Deformada variando espesor de los perfiles

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^5}{\tan^{-1}\left(\frac{0.0307}{0.60}\right)} = 1.95 * 10^6 N$$

Para el cálculo teórico del valor de k_s :

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}$$

$$k_1 = \frac{4 * E_c * I_f}{0.5} = 5.273 * 10^5 N$$

$$k_2 = \frac{E_a * t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) * h_s} = 2.7 * 10^6 N$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2} = 4.4 * 10^5 N$$

Modificando el valor del módulo elástico en la cabeza de hormigón para tener en cuenta la fisuración realizando un proceso iterativo disminuyendo dicho valor hasta igualar los valores de k_s , para un valor del módulo elástico del hormigón igual a $1.15 * 10^9 N$ obtenemos:

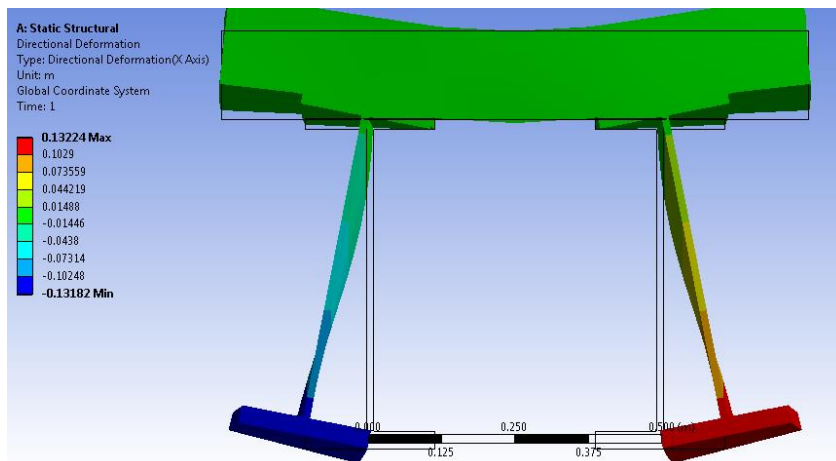


Figura 49. Deformada variando espesor de los perfiles y E

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^5}{\tan^{-1}\left(\frac{0.13224}{0.60}\right)} = 4.5 * 10^5 N$$

5.2.1.3 Altura de los perfiles

En el próximo ensayo vamos a proceder a cambiar la altura de los perfiles de 562 mm hasta 662 mm, la sección del modelo resulta:

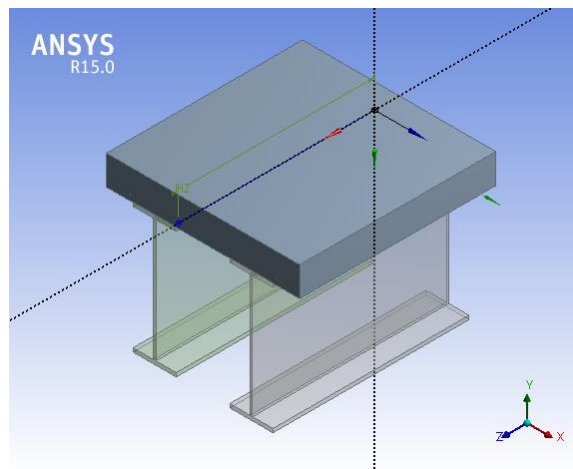


Figura 50. Sección variando altura de los perfiles

El valor teórico de k_s obtenido:

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2}$$

$$k_1 = \frac{4 * E_c * I_f}{0.5} = 5.273 * 10^6 N$$

$$k_2 = \frac{E_a * t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) * h_s} = 1.464 * 10^5 N$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$k_s = \frac{k_1 * k_2}{k_1 + k_2} = 1.424 * 10^5 N$$

Para el cálculo utilizando el método de los elementos finitos con la sección anteriormente especificada y un momento de $1 * 10^6 Nm$, las deformaciones resultantes son:

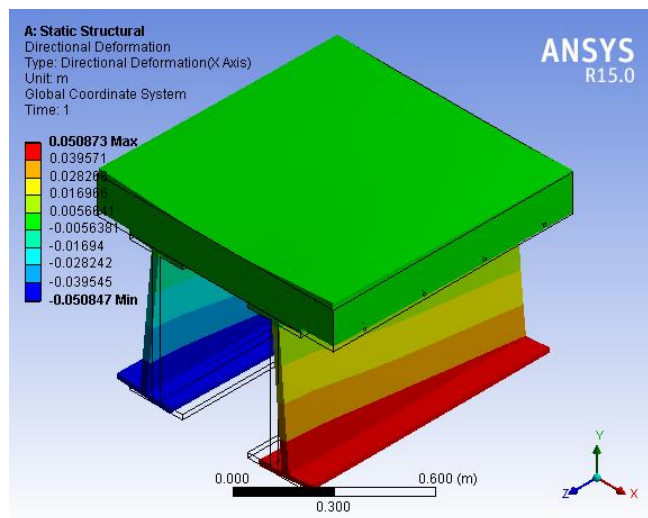


Figura 51. Sección variando altura de los perfiles

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^5}{\tan^{-1}\left(\frac{0.0365}{0.60}\right)} = 1.68 * 10^6 N$$

Modificando el valor del módulo elástico en la cabeza de hormigón para tener en cuenta la fisuración realizando un proceso iterativo disminuyendo dicho valor hasta igualar los valores de k_s , para un valor del módulo elástico del hormigón igual a $2.5 * 10^9 N$ obtenemos:

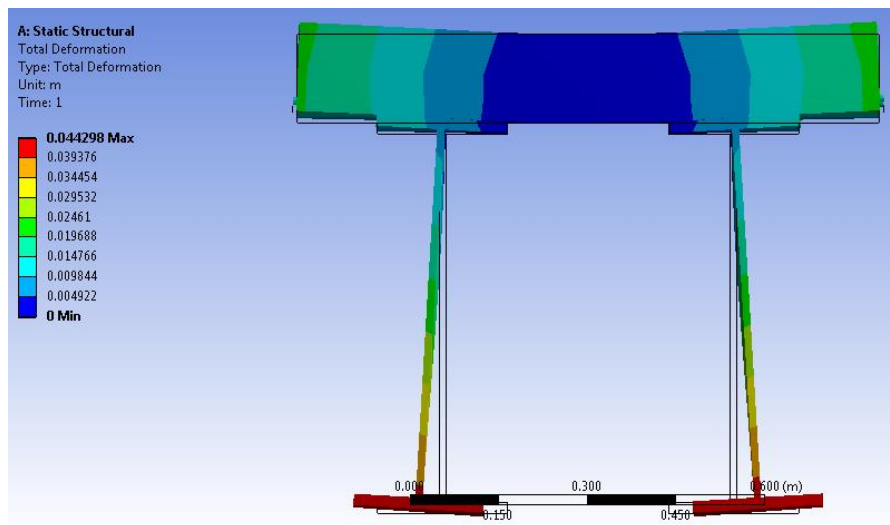


Figura 52. Deformada variando altura de los perfiles y E

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^4}{\tan^{-1}\left(\frac{0.0443}{0.60}\right)} = 1.58 * 10^5 N$$

5.2.1.4 Espesor la cabeza de hormigón

Modificando los términos referidos a k_1 para la dimensión de la cabeza de hormigón. Suponemos un espesor de 0.05m, menor del espesor de 0.5 m inicial por lo que teóricamente el momento crítico será menor para esta sección.

También debemos tener en cuenta que al variar el espesor de la cabeza de hormigón la longitud en la que se encuentra la fibra neutra varia, calculándola para esta nueva sección suponiendo el mismo recubrimiento que para los casos anteriores:

Según el estado límite de servicio en fisuración el cálculo de la sección fisurada primero debemos calcular la profundidad relativa de la fibra neutra, la cual viene dada por:

$$\frac{X}{d} = n \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho_2 d'}{\rho_1 d} \right)}{n \rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)^2}} \right)$$

$$\text{si } \rho_2 = 0 \Rightarrow \frac{X}{d} = n \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \rho_1}} \right)$$

Con:

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$$

Como en nuestro caso no existe armadura superior despejando obtenemos que la fibra neutra se encuentra en:

$$X=0.00575m$$

Y con este valor la inercia fisurada resulta:

$$I_f = n A_{s1} (d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right) + n A_{s2} (X - d') \left(\frac{X}{3} - d' \right)$$

Para la no existencia de armadura superior la ecuación anterior se simplifica

$$I_f = n A_{s1} (d - X) \left(d - \frac{X}{3} \right)$$

Y con los datos de nuestra sección, la armadura y el valor de la fibra neutra:

$$I_f = n * A_s * (d - x_f) \left(d - \frac{x_f}{3} \right) = 1.5315 * 10^{-5} m^3$$

Con este cambio el valor del momento crítico se ve afectado en el término de k_s por lo que recalculando otra vez teniendo en cuenta la nueva inercia fisurada:

Por ello la rigidez a flexión del hormigón para losa continua sobre la viga metálica

k_2 Corresponde a la rigidez a flexión del alma de acero, que se adopta para una viga no embebida:

$$k_1 := \frac{4 \cdot E_c \cdot I_f}{0.5m} = 5.277 \times 10^4 N$$

$$h_s := 581 \text{ mm}$$

$$t_{ww} := 0.012 \text{ m}$$

$$k_2 := \frac{1E_a \cdot t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) \cdot h_s} = 1.716 \times 10^5 \text{ N}$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$K_s := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 9.465 \times 10^4 \text{ N}$$

Solo nos falta entonces el cálculo del modelo de elementos finitos, con la geometría anteriormente definida la sección resulta:

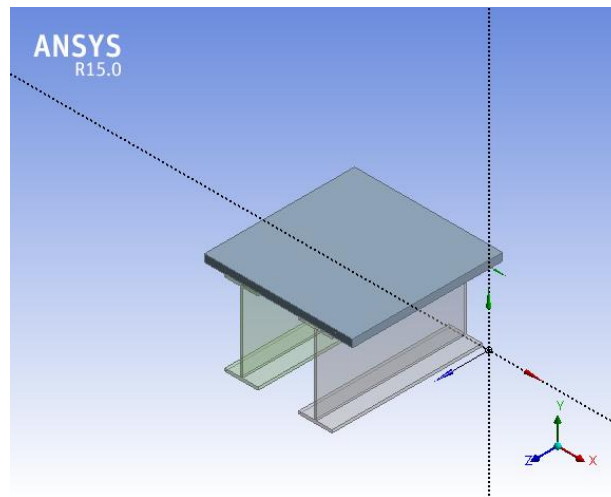


Figura 53. Sección variando espesor del hormigón

Calculamos k_s mediante el método de los elementos finitos, para ello ejercemos un momento de $1 \cdot 10^5 \text{ Nm}$

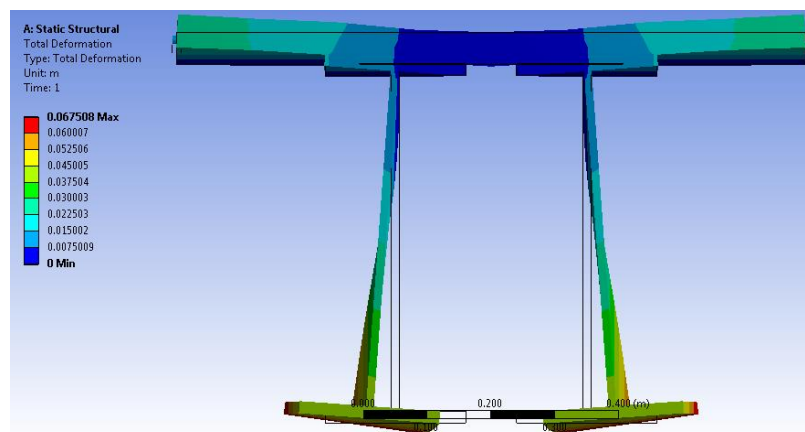


Figura 54. Deformada variando espesor del hormigón

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{1 * 10^5}{\tan^{-1}\left(\frac{0.0675}{0.60}\right)} = 8.9 * 10^5 N$$

Seguidamente, modificamos el valor del módulo elástico en la cabeza de hormigón para tener en cuenta la fisuración.

En este caso en concreto, para una distancia mayor entre los perfiles, el modulo elástico de la sección debería de ser menor, de forma que, procediendo iterativamente, disminuimos dicho valor hasta igualar los valores de k_s , todo esto, lo alcanzamos para un valor del módulo elástico del hormigón igual a $4.15 * 10^8 N$

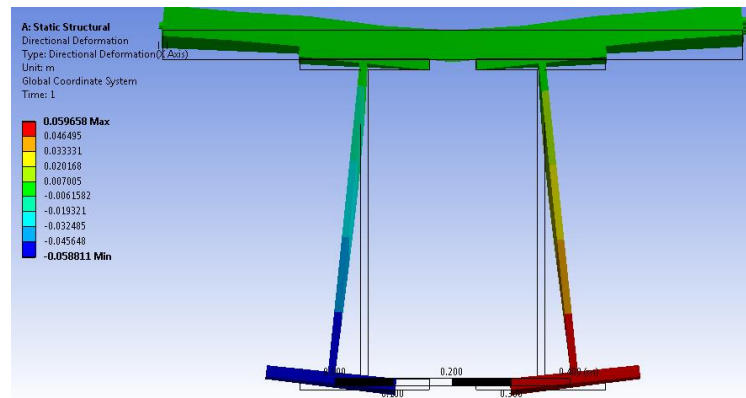


Figura 55. Deformada variando espesor del hormigón y E

5.3 Modelo viga mixta con celosía

En el siguiente modelo, vamos a comprobar la variación que se produce tanto del valor de k_s como del M_{cr} para la viga mixta; todo ello con el fin de evitar, en la mayor medida de lo posible, la concentración de tensiones, de ahí que supongamos una distancia entre los perfiles metálicos de 1.5 m.

Con la utilización de las celosías se pretende disminuir el giro de la sección cuando ésta se encuentra sometida a esfuerzos que provocan dicho desplazamiento.

Esta celosía se va a comportar como un tirante, esto es, sólo se va a ver sometida a los esfuerzos de tracción provocados por el giro de los perfiles metálicos.

Normalmente estos cordones vienen acompañados de unos cordones que unen los perfiles consecutivos con el fin de arristrar más la sección pero en este caso en concreto, hemos prescindido de los mismos.

5.3.1 Viga mixta sin celosia

En el primer modelo no estará colocada la celosía de forma que compararemos para ambos casos el efecto que tiene esta tanto en k_s como en el M_{cr} . Separando los perfiles metálicos 1.5m la geometría de la sección resulta:

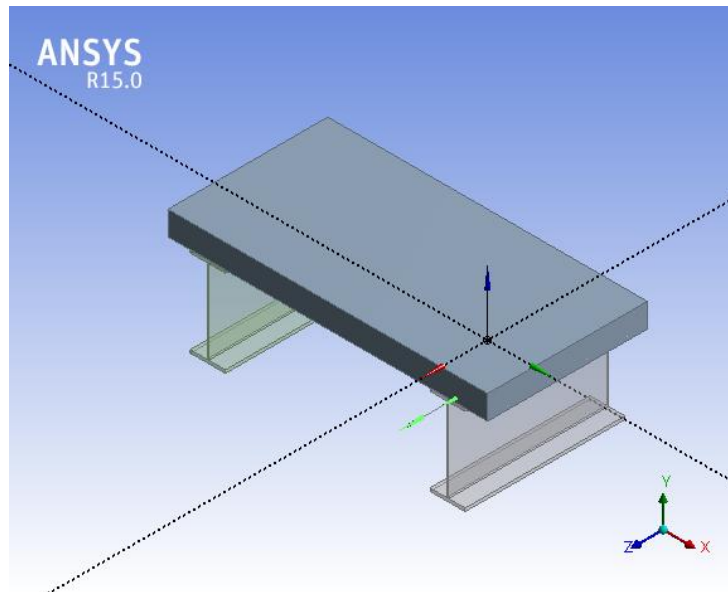


Figura 56. Sección viga mixta sin celosía

Aplicando el mismo momento que en los casos anteriores, vamos a calcular el valor de k_s y lo comparamos con teórico obtenido por el eurocódigo 4.

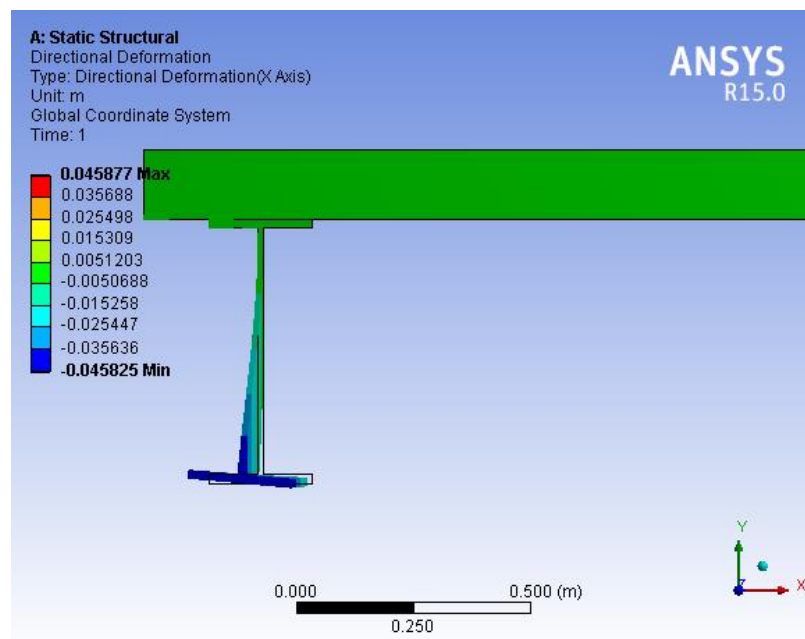


Figura 57. Deformada sección mixta sin celosía

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{F \cdot d_w}{\tan^{-1}\left(\frac{0.032}{0.60}\right)} = \frac{17794 \cdot (0.6 - 2 \cdot 0.019)}{\tan^{-1}\left(\frac{0.045}{0.60}\right)} = 1.336 \cdot 10^5 Nm$$

Matemáticamente utilizando la expresión del eurocódigo el k_s resulta con los valores de nuestra sección, geometría, armaduras y valor de la fibra neutra:

$$I_f := n \cdot A_s \cdot \left(d - x_f\right) \cdot \left(d - \frac{x_f}{3}\right) \cdot 1 = 3.139 \times 10^{-5} m^2$$

Con este cambio el valor del momento crítico se ve afectado en el término de k_s por lo que recalculando otra vez teniendo en cuenta la nueva inercia fisurada:

Por ello la rigidez a flexión del hormigón para losa continua sobre la viga metálica

$$k_1 := \frac{4 \cdot E_c \cdot I_f}{1.5} = 1.758 \times 10^6 J$$

k_2 Corresponde a la rigidez a flexión del alma de acero, que se adopta para una viga no embebida

$$h_s := 581 \cdot mm \quad t_w := 0.012 \cdot m$$

$$k_2 := \frac{E_s \cdot t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) \cdot h_s} = 1.634 \times 10^5 N$$

Una vez obtenidos k_1 y k_2 podemos calcular la rigidez transversal por unidad de longitud de la viga:

$$K_s := \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 1.495 \times 10^5 N$$

Podemos ver que el valor de k_s es muy similar al conseguido mediante el método de los elementos finitos, ya que en los ensayos anteriores hemos variado el valor del módulo de Young del hormigón hasta asimilarlo al del hormigón fisurado de forma que se parezca lo más posible al obtenido por la formulación del eurocódigo.

5.3.2 Viga mixta con celosía

Para el caso en el que incluimos la celosía como unión entre los perfiles, dicho tirante metálico lo colocaremos en el centro de la viga de forma que une ambos perfiles de dimensión:

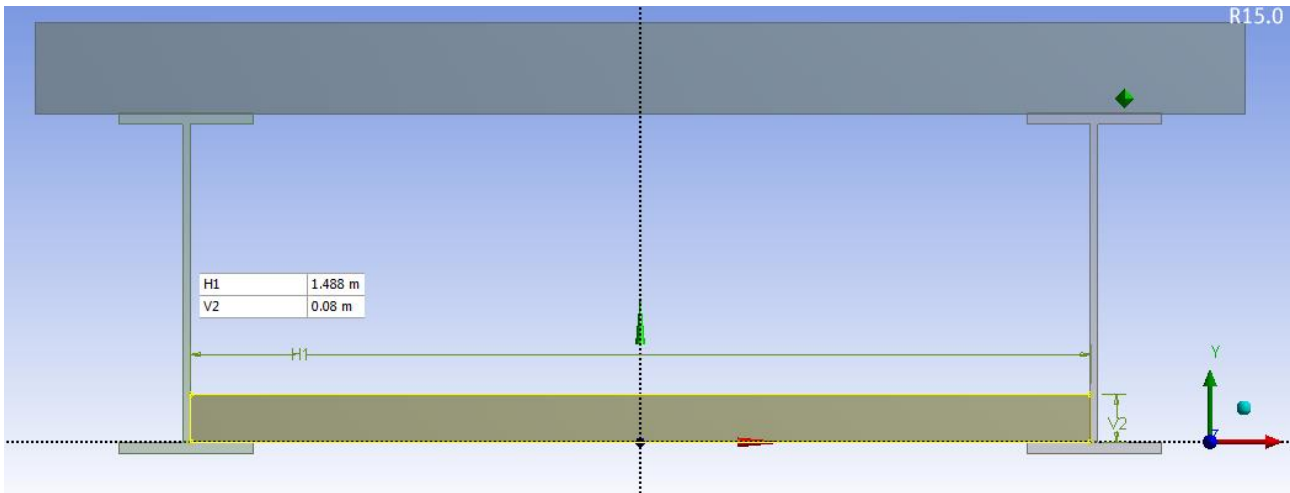


Figura 58. Sección mixta con celosía

Con una profundidad de 6mm de forma que el área resulta:

$$A = 0.8 * 0.06 = 0.048m$$

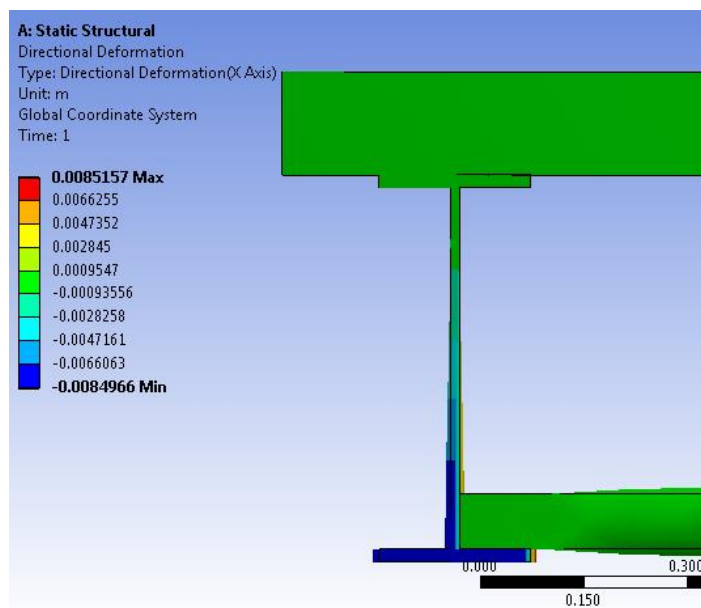


Figura 59. Deformada sección mixta con celosía

El k_s referido para esta sección vendrá dado por:

$$k_s = \frac{M}{\theta} = \frac{F * d_w}{\tan^{-1}\left(\frac{0.032}{0.60}\right)} = \frac{17794 * (0.6 - 2 * 0.019)}{\tan^{-1}\left(\frac{0.0085}{0.60}\right)} = 7 * 10^5$$

Comparándolo con el caso de la viga mixta sin el tirante, puede observarse que aumenta ostensiblemente el valor de k_s y por ello, el momento crítico también será mucho mayor.

Con estos resultados, se valida la conveniencia del uso de este tipo de celosía cuando la viga mixta está sometida a esfuerzos que provocan el giro de la sección.

6 ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Una vez comprobado la igualdad de resultados entre los modelos de elementos finitos y los resultados obtenidos por el eurocódigo 4, vamos a proceder a realizar un ensayo paramétrico, en el cual vamos a ir variando alguno de los valores más importantes y viendo la influencia de estos sobre nuestra estructura. Para ello utilizaremos el modelo anteriormente mencionado de la *figura 37*.

6.1 Rigidez transversal respecto a la distancia entre los perfiles

Para estos análisis examinamos la influencia de determinados valores conforme a la gráfica k_s respecto a la distancia entre los perfiles.

6.1.1 Influencia del canto de la losa

En la representación gráfica de los diferentes valores, en el eje de abscisa, colocaremos el valor de la distancia entre los perfiles metálicos e iremos añadiendo gráficas variando el valor del canto de la losa.

El cambio de este valor provoca también una variación en la inercia de fisuración que se tendrá que calcular para cada caso.

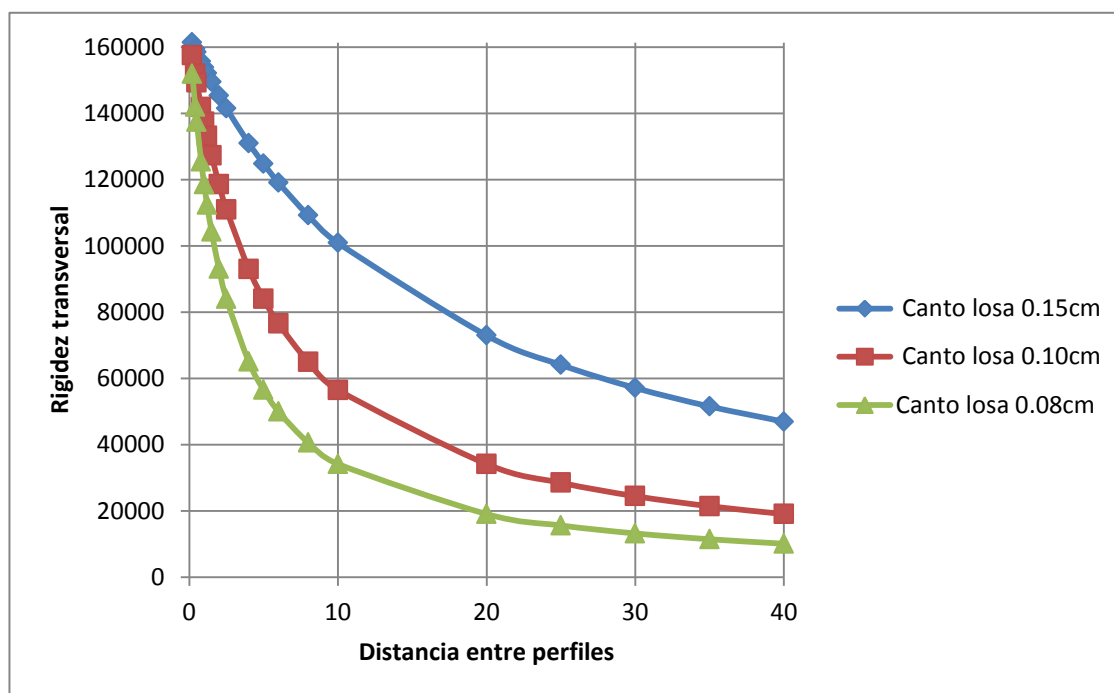


Figura 60. Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando canto de losa

Se puede observar que conforme se disminuye el canto de la losa el valor de k_s disminuye, independientemente del valor del canto las gráficas tienen una distribución parabólica y para menores valores del canto el k_s es menor aunque el término más influyente corresponde a la distancia entre los perfiles

6.1.2 Influencia del espesor del alma

En este caso la variable fundamental que vamos a cambiar resulta el espesor del alma, es coherente que como con el resultado anterior obtengamos que para valores muy grandes de la distancia entre los perfiles la influencia de la variación del espesor del alma sea muy pequeña debido a la importancia de la distancia de los perfiles en ecuación asociada al cálculo de k_s .

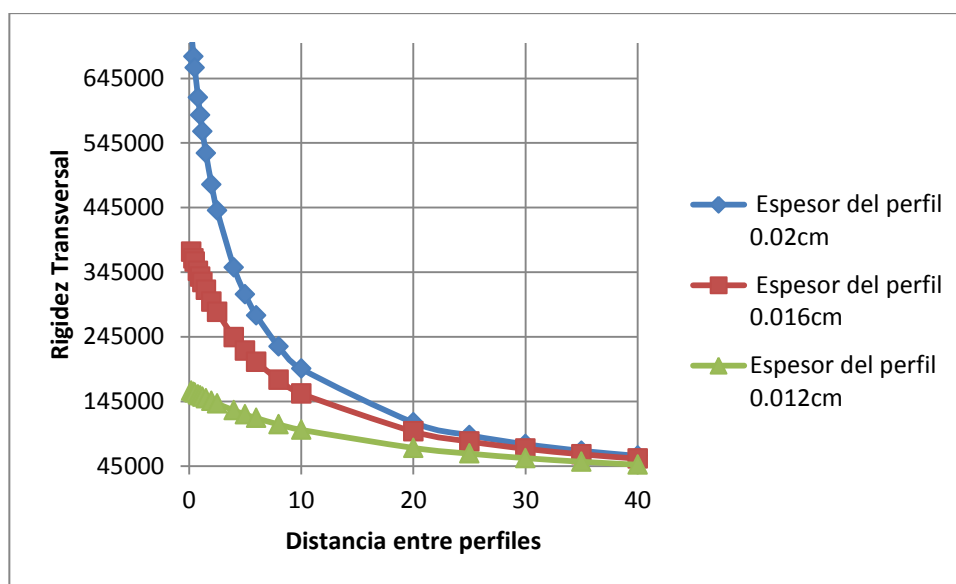


Figura 61. Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando espesor del alma

Se puede comprobar que se cumple lo expresado anteriormente y que se estabiliza el valor de k_s para unos valores grandes de la distancia entre los perfiles de forma que aunque aumentemos este valor, el k_s permanece constante.

Inicialmente para valores muy pequeños de la distancia entre los perfiles, k_s varía mucho según el espesor del perfil pero conforme va aumentando la distancia entre los perfiles este término es más importante.

6.1.3 Influencia de la cuantía de armado

Igualmente que para el caso de la variación del espesor de la losa de hormigón, este produce una modificación en la inercia de fisuración que debe ser tenida en cuenta, para ello variando los diferentes términos:

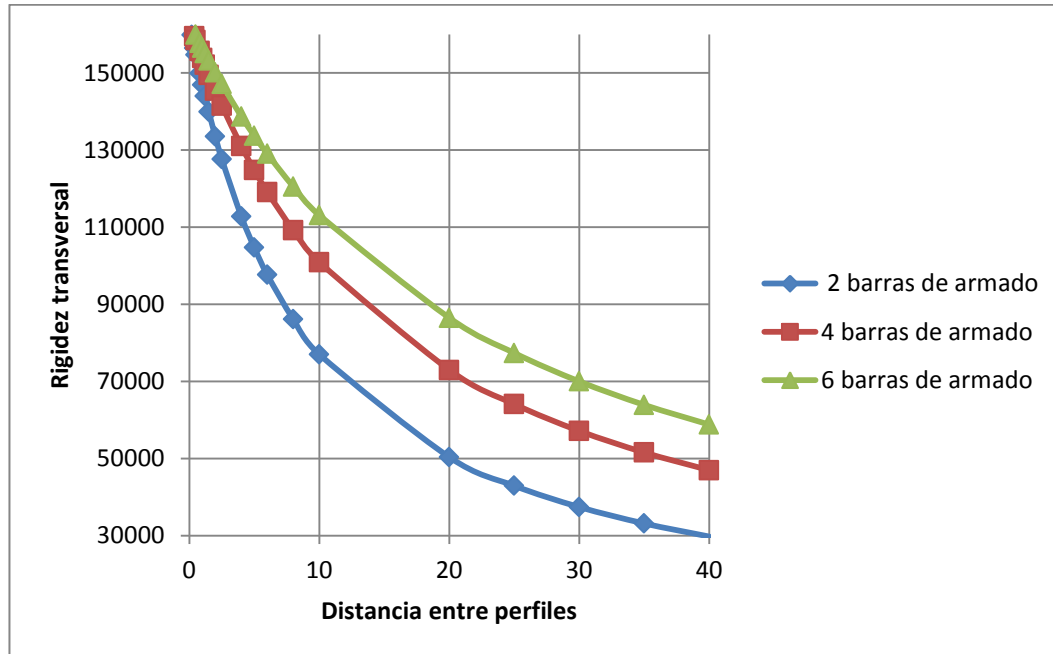


Figura 62. Gráfica rigidez transversal frente distancia entre perfiles variando cuantía del armado

Al aumentar el número de barras existentes en el hormigón, la inercia de fisuración es mayor y esto provoca que el k_s aumente conforme a la cuantía del armado, igual que en los casos anteriores la curva parabólica que describe la variación de k_s conforme a la distancia entre los perfiles se va suavizando para altos valores de estos.

Como se observa la influencia de los distintos valores del armado no es tan influyente como la distancia entre los perfiles.

6.2 M_{cr}/M_u respecto a la distancia entre los perfiles

El valor del momento flector último a pandeo de la sección frente a pandeo lateral de la viga mixta depende de la clase de la sección

$$\text{clase 1 o 2} \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd} * \frac{\gamma_a}{\gamma_{Rd}}$$

$$\text{clase 3} \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{el,Rd} * \frac{\gamma_a}{\gamma_{Rd}}$$

$$\text{clase 4} \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{el,Rd}$$

Por ello, según la sección, utilizaremos el momento de resistencia elástica o plástica.

Con el perfil de la sección de acero supuesto

$$h_a := 600 \cdot \text{mm}$$

$$A_a := 156 \cdot \text{cm}^2$$

y también consideramos un canto de la cabeza de hormigón

$$h_c := 150 \cdot \text{mm}$$

Imponiendo como criterio de optimización que se alcance la tensión admisible simultáneamente en las fibras extremas y operando:

$$\frac{(h_c + h_a - z_g)}{(z_g)} \leq \left(\frac{\alpha}{n} = \sigma \right) \quad \text{de donde} \quad z_g := \frac{h_c + h_a}{\frac{\alpha}{n} + 1} = 0.224 \text{ m}$$

Por tanto el centro de gravedad está situado sobre el perfil metálico, cuya ordenada será

$$z_g > \frac{b \cdot h_c^2 + n \cdot A_a \cdot (h_a + 2 \cdot h_c)}{2 \cdot (b \cdot h_c + n \cdot A_a)} \quad \text{Despejando la anchura de la cabeza del hormigón}$$

$$b := \frac{n \cdot A_a \cdot (h_a + 2 \cdot h_c - 2 \cdot z_g)}{h_c \cdot (2 \cdot z_g + h_c)} = 0.493 \text{ m}$$

ELU RESISTENCIA

Cálculo elástico

Con los valores obtenidos, podemos realizar la comprobación del perfil elegido en régimen elástico, para ello consideramos como límite para la tensión máxima en cada material el valor admisible correspondiente, debiéndose cumplir:

$$M_{el}, rd \geq M_{sd}$$

La inercia equivalente es igual a la suma de la inercia del perfil metálico y la cabeza de hormigón quedando:

$$I_{eq} := b \cdot (h_c + h_a - z_g) \frac{(h_c + h_a - z_g)^2}{2} + 83560000 \cdot \text{mm}^4 + 5380 \cdot \text{mm}^2 \cdot \left(\frac{h_a}{2} - z_g \right)^2 + b \frac{(h_c + h_a - z_g)^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4$$

Fibra superior del hormigón

$$\frac{M_{elrd1}}{l_{eq}} \cdot z_g \cdot \frac{1}{n} \leq 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{de donde}$$

$$M_{elrd1} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \frac{l_{eq} \cdot n}{z_g} = 1.995 \times 10^7 \text{ J}$$

fibra inferior del acero

$$\frac{M_{elrd2}}{l_{eq}} \cdot (h_c + h_a - z_g) \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{de donde}$$

$$M_{elrd2} := \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \cdot \frac{l_{eq}}{(h_c + h_a - z_g)} = 1.463 \times 10^7 \text{ J}$$

Cálculo plástico Flexión momento positivo

Suponiendo conexión completa, la condición que debe cumplir el momento de resistencia plástica depende de la posición de la fibra neutra, suponiendo que se encuentra en el hormigón y aplicando equilibrio de tensiones sobre la sección. La fuerza que puede llegar a coger cada material resulta:

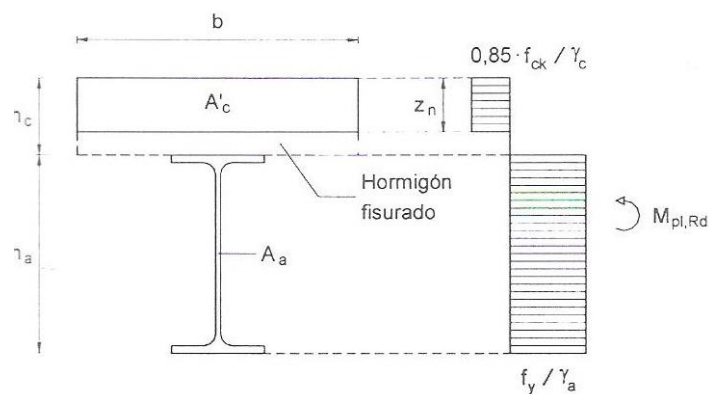


Figura 63. Diagrama de Tensiones

Hormigón:

$$A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Con } A_c \text{ como el área de hormigón comprimido}$$

Acero:

$$A_{a1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Con } A_{a1} \text{ como el área de acero estructural comprimido}$$

Acero:

$$A_{a2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{Con } A_{a2} \text{ como el área de acero estructural traccionado}$$

Del equilibrio de fuerzas

$$\left(A_{a2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) = \left(A_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) + \left(A_{a1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$$

siendo $A_{a1} + A_{a2} = A_a$ y $A_c := b \cdot h_c$ Sustituyendo en la ecuación

$$A_{a1} := \frac{h_c \cdot b \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} - A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}{-2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 5,288 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{a2} := A_a - A_{a1} = 0,01 \text{ m}^2$$

Para esta condición la fibra neutra se encuentra en el perfil metálico:

$$M_{plrd} = \left(A_{a2} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \cdot \left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} \right) - \left(A_{a1} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) \cdot \left(\frac{z_n}{2} \right) = 6,588 \times 10^5 \text{ J}$$

Sabiendo que $(M_{plrd}) \geq M_{sd}$

Flexión momento negativo

En este caso debemos considerar las armaduras ya que influyen significativamente en el comportamiento de la sección

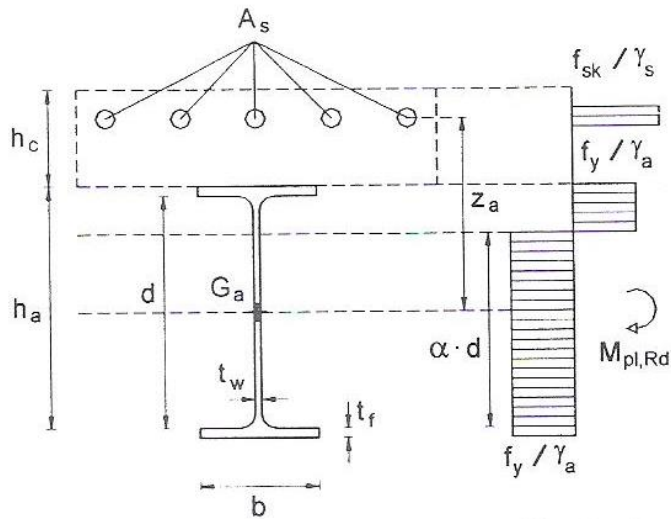


Figura 64. Diagrama Tensional

Añadiendo dos axiles iguales y opuestos, de forma que descomponiendo en tres parciales, siendo los dos primeros de momentos y aplicando equilibrio de fuerzas en el tercero:

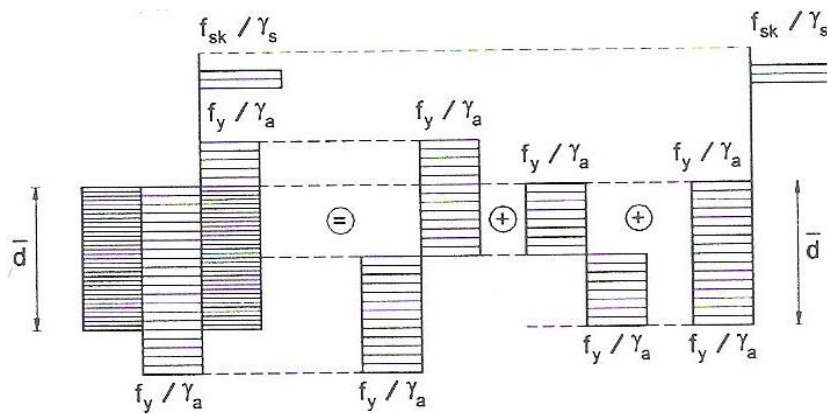


Figura 65. Diagrama Tensional de axiles

Siendo \bar{d} la altura de referencia

$$\bar{d} \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad f_{sk} := f_{yk}$$

$$\bar{d} = \frac{A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}}{t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}$$

la posición de la fibra neutra con respecto a la cara interior del ala inferior

$$\alpha \cdot d = \frac{(d + \bar{d})}{2}$$

el momento de resistencia plástica del acero estructural es:

$$S_x := 344000 \cdot \text{mm}^3 \quad t_w := 12 \cdot \text{mm} \quad b_f := 190 \cdot \text{mm}$$

$$t_f := 19 \cdot \text{mm} \quad r := 24 \cdot \text{mm} \quad W_y := 3512 \cdot \text{cm}^3$$

En el caso del modelo utilizado en los elementos finitos el área de la armadura resulta:

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4} = 4.524 \times 10^{-4}$$

Por tanto sustituyendo

$$d2 := \frac{A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}}{t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 0.038 \text{ m}$$

$$M_{sd2} := M_{pl} - \frac{t_w \cdot f_{yk} \cdot (d2)^2}{4 \cdot \gamma_s} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot z_n = 1.808 \times 10^6 \text{ J}$$

Una vez obtenido los valores de los momentos correspondientes para los diferentes casos tenemos que ver a que clase corresponde la sección según vayamos variando los parámetros correspondientes y la influencia de ellos.

Los dos parámetros fundamentales para saber a qué clase corresponde una sección son c (longitud del ala o alma, sin contar la zona soldada) y t, el espesor de dicha ala (t_f) o alma (t_w).

Determinar la clase de una sección sirve para determinar cómo se comportará la estructura a medida que aumenten los esfuerzos. Una vez conocidas las medidas, se hace el cociente c/t (esbeltez) y por otro lado se calcula ε para poder entrar en la tabla y comparar los valores. Si la esbeltez c/t supera los límites, no pertenecerá a esta clase.

Para nuestra sección sometida a flexión correspondiente a un IPE 600 conseguimos:

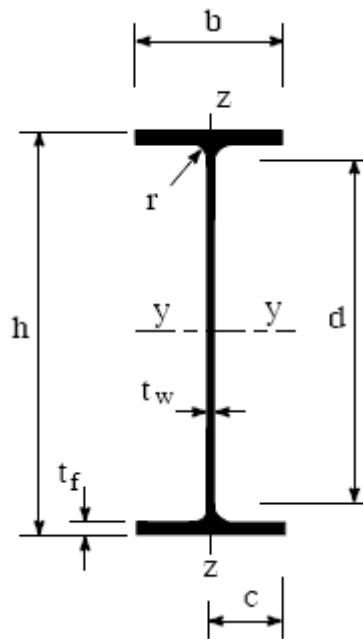


Figura 66. Perfil IPE

Datos:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.9244$$

$$h = 600\text{mm}$$

$$b = 220\text{mm}$$

$$t_f = 19\text{mm}$$

$$t_w = 12\text{mm}$$

$$r = 24\text{mm}$$

Clasificación del ala:

$$c = 0.5 * b = 110\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{110}{19} = 5.79 < 10\varepsilon = 9.244 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Clasificación del ala:

$$d = h - 2 * t_f - 2 * r = 600\text{mm} - 2 * 19\text{mm} - 2 * 24\text{mm} = 514\text{mm}$$

$$c = d = 514\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{514}{12} = 42.8 < 72\varepsilon = 66.5568 \rightarrow \text{Clase 1}$$

Por tanto la sección corresponde a una clase 4, por ello el momento último vendrá dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd} * \frac{\gamma_a}{\gamma_{Rd}}$$

χ_{LT} corresponde al coeficiente de pandeo lateral según las curvas europeas

Para ello debemos calcular la esbeltez reducida que viene dada:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LT,v}^2 + M_{LT,w}^2}$$

$$M_{LT,v} = C1 * \frac{\pi}{L_c} * \sqrt{G * I_T * E * I_z} = 3.0681 * 10^{12} * \frac{1.13}{1000} = 3.467 * 10^9$$

$$M_{LT,w} = C1 * W_{el,y} * \frac{\pi^2 * E}{L_c^2} * i_{f,z}^2 = 1.67 * 10^{16} * \frac{C1}{L_c^2} = 1.89 * 10^{10}$$

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LT,v}^2 + M_{LT,w}^2} = 1.923 * 10^{10}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} = 0.22$$

Entrando en la gráfica siguiente

Esbeltez reducida	Valores del coeficiente de pandeo (χ)					
	Coeficiente (α) de imperfección	Curva de pandeo				
		a ₀	a	b	c	d
		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76
≤ 0,20		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,30		0,99	0,98	0,96	0,95	0,92
0,40		0,97	0,95	0,93	0,90	0,85
0,50		0,95	0,92	0,88	0,84	0,78
0,60		0,93	0,89	0,84	0,79	0,71
0,70		0,90	0,85	0,78	0,72	0,64
0,80		0,85	0,80	0,72	0,66	0,58
0,90		0,80	0,73	0,66	0,60	0,52
1,00		0,73	0,67	0,60	0,54	0,47
1,10		0,65	0,60	0,54	0,48	0,42
1,20		0,57	0,53	0,48	0,43	0,38
1,30		0,51	0,47	0,43	0,39	0,34
1,40		0,45	0,42	0,38	0,35	0,31
1,50		0,40	0,37	0,34	0,31	0,28
1,60		0,35	0,32	0,31	0,28	0,25
1,80		0,28	0,27	0,25	0,23	0,21
2,00 ⁽¹⁾		0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
2,20 ⁽¹⁾		0,19	0,19	0,18	0,17	0,15
2,40 ⁽¹⁾		0,16	0,16	0,15	0,14	0,13
2,70 ⁽²⁾		0,13	0,13	0,12	0,12	0,11
3,00 ⁽²⁾		0,11	0,10	0,10	0,10	0,09

⁽¹⁾ esbeltez intolerable en los elementos principales
⁽²⁾ esbeltez intolerable incluso en elementos de arriostramiento

Tabla 5. Coeficiente de pandeo

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{pl,Rd} * \frac{\gamma_a}{\gamma_{Rd}} = 0.82 * 1.572 * 10^5 * \frac{1.1}{1} = 1.418 * 10^5$$

El valor del momento último variara si cambiamos las dimensiones del perfil y deberemos recalcular dicho resultado.

6.2.1 Influencia del canto de la losa

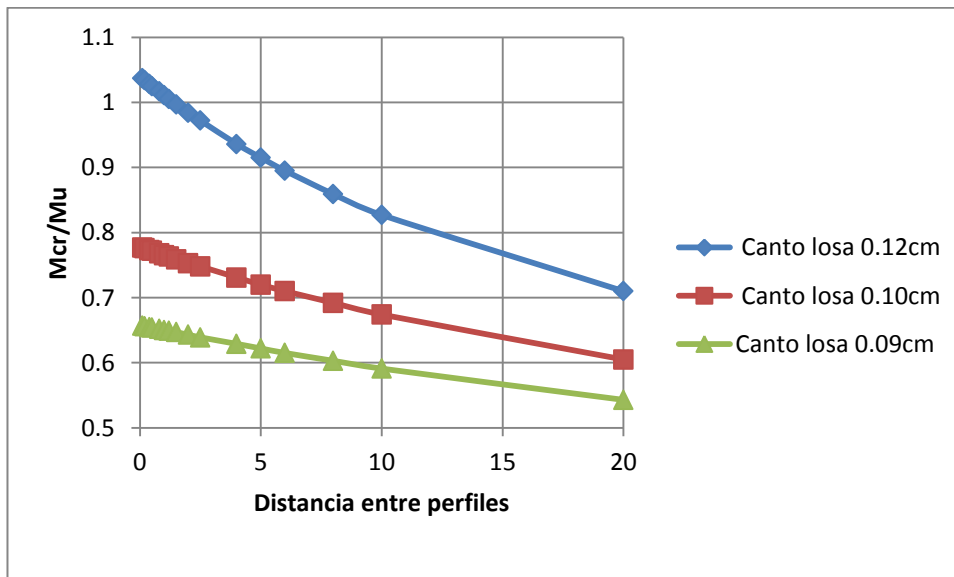


Figura 67. Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando canto de la losa

Podemos observar en la gráfica anterior que el cociente entre el momento crítico de la sección y el momento último frente a pandeo lateral, se va reduciendo conforme vamos aumentando la distancia entre los perfiles. Esto es coherente ya que, al aumentar dicha dimensión, disminuimos el valor del momento crítico.

En las diferentes gráficas disminuimos el valor del canto de la viga de hormigón y el momento crítico también se reduce

Se observa en las tablas anteriores que cuanto menor es la magnitud de la viga de hormigón se alcanza antes el valor en el cual se igualan el momento crítico y el momento último frente a pandeo lateral.

6.2.2 Influencia del espesor del alma

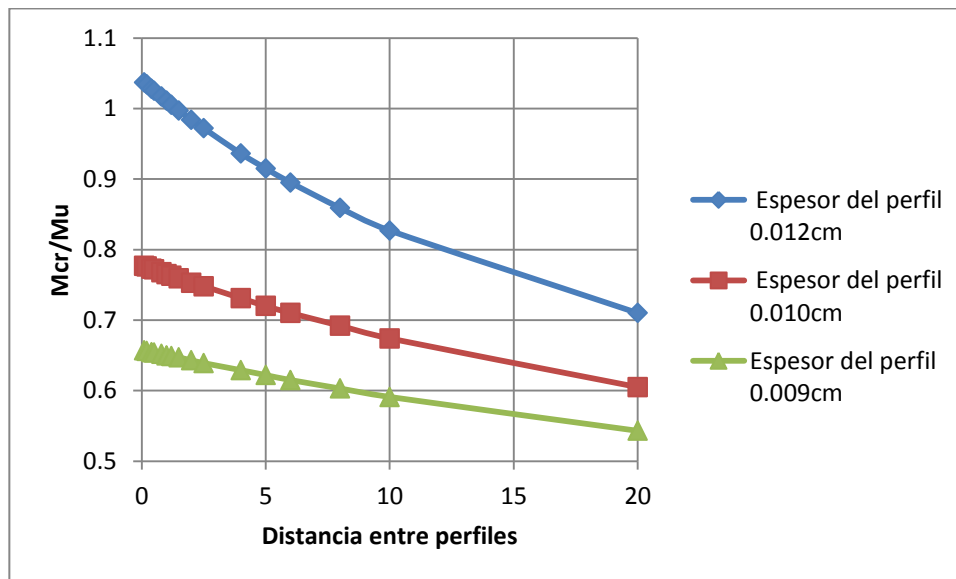


Figura 68. Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando espesor del alma

En la representación se ve cómo va disminuyendo según aumentamos la distancia entre los perfiles también conforme el espesor del acero decrece el cociente de ambos momentos se va reduciendo aunque el factor más determinante se puede apreciar que resulta el de la distancia entre los perfiles.

Cuanto menor es el espesor del alma se alcanza antes que el momento crítico se iguale al momento frente a pandeo lateral.

6.2.3 Influencia de la cuantía de armado

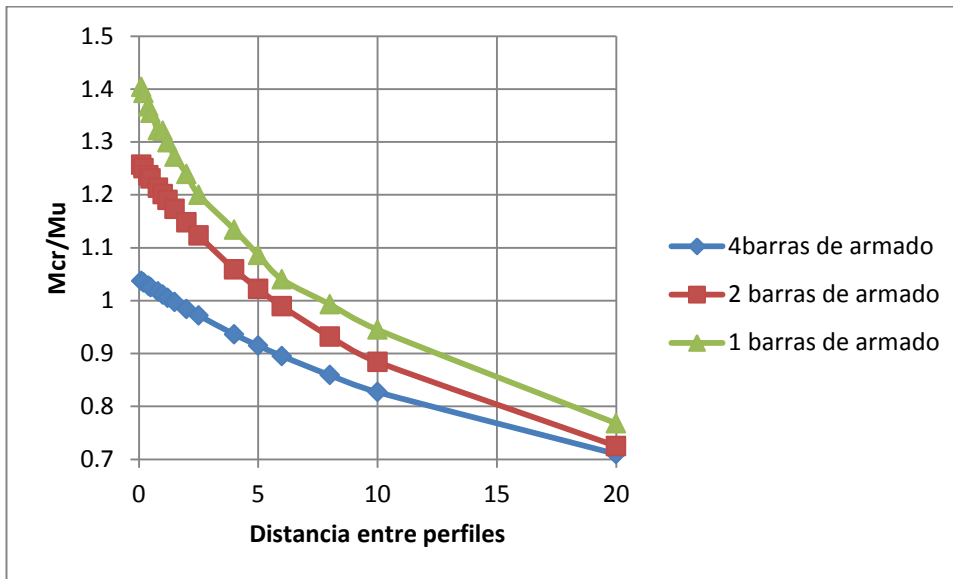


Figura 69. Gráfica M_{cr}/M_u frente distancia entre perfiles variando cuantía del armado

El cociente de los momentos aumenta conforme se disminuye la distancia entre los perfiles, para valores pequeños de la distancia entre perfiles la diferencia del cociente es mayor ya que influye más la cuantía del armado pero para distancias mayores es más importante dicho valor.

6.3 Esbeltez reducida respecto a la distancia entre los perfiles

Con esta representación, a partir de la esbeltez dimensional que depende de la clase de la sección:

$$\text{Clase 1 o 2} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$$

$$\text{Clase 3 o 4} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el}}{M_{cr}}}$$

Se considera que existe arriostramiento lateral suficiente para impedir este efecto, y no es necesario efectuar la comprobación cuando:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$$

Para los valores iniciales la sección es de clase 1 y el momento plástico para nuestro caso al ser una flexión negativa en cada perfil resulta:

$$M_{sd2} := M_{pl} - \frac{t_w \cdot f_{yk} \cdot (d2)^2}{4 \cdot \gamma_s} + A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot z_a = 1.572 \times 10^5 \text{ J}$$

$$M_{cr} := \frac{K_c \cdot C_4}{(20\text{m})^2} \cdot \sqrt{\left[G_a \cdot I_{at} + \frac{K_s \cdot (20\text{m})^2}{(\pi)^2} \right]} \cdot E_a \cdot \frac{I_{afz}}{1} = 1.498 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.572 \cdot 10^5}{1.498 \cdot 10^5}} = 1.024$$

En los siguientes subapartados vamos a representar la variación de la esbeltez reducida respecto a la distancia entre los perfiles tomando diferentes valores de las variables

6.3.1 Influencia del canto de la losa

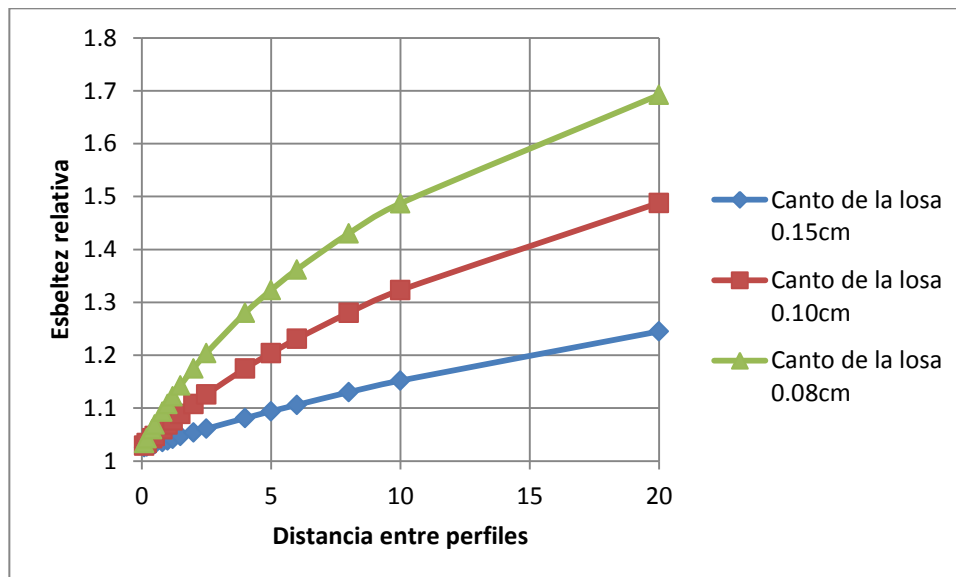


Figura 70. Gráfica esbeltez reducida frente distancia entre perfiles variando canto de la losa

Al aumentar la distancia entre los perfiles el momento crítico de la sección disminuye permaneciendo constante el momento plástico ya que la resistencia de la cabeza de hormigón es despreciable, en los diferentes ensayos vamos disminuyendo la dimensión de la cabeza de hormigón y por tanto el momento crítico disminuye cada vez más siendo para cada caso la esbeltez reducida mayor que en el anterior.

6.3.2 Influencia de la altura del perfil

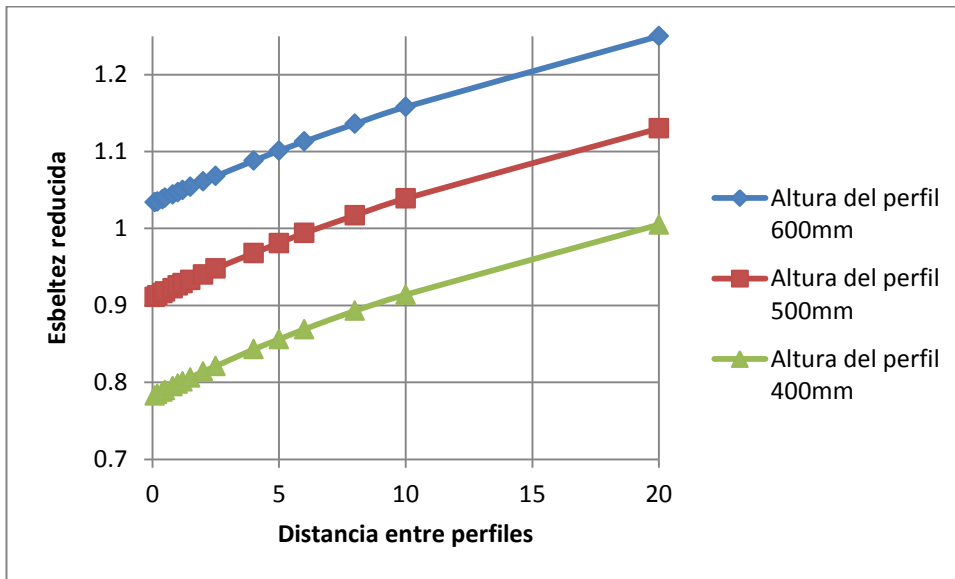


Figura 71. Gráfica esbeltez reducida frente a distancia entre perfiles variando la altura del perfil

Para este caso, al variar la dimensión de la altura del perfil cambiamos tanto el valor del momento plástico como el del momento crítico y se observa que, para menores valores de la altura, la esbeltez es menor, siendo imposible, incluso para distancias muy pequeñas entre los perfiles metálicos, que no sea necesaria la comprobación frente a pandeo lateral. ($\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$)

6.3.3 Influencia de la cuantía de armado

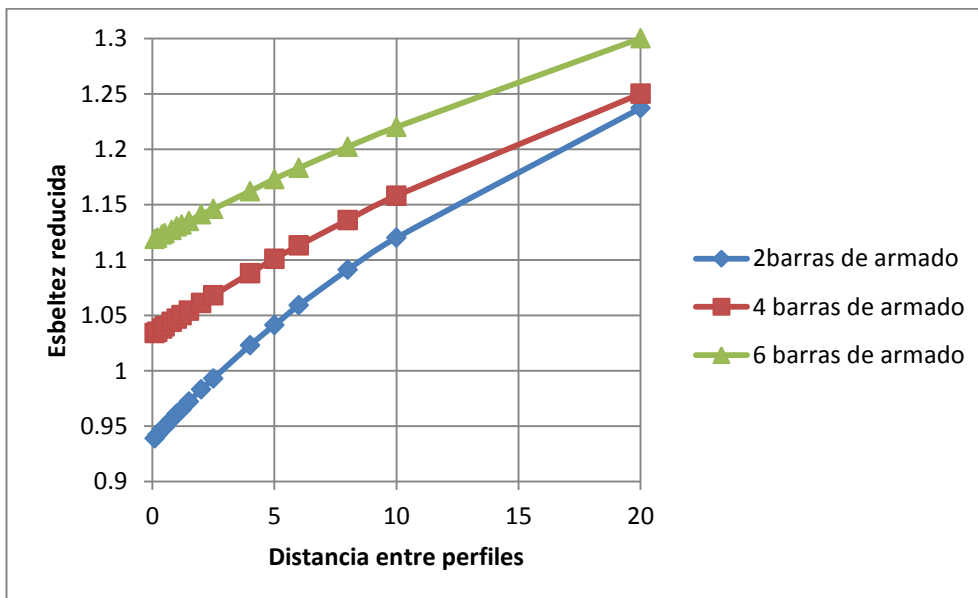


Figura 72. Gráfica esbeltez reducida frente a distancia entre perfiles cuantía del armado

En cada caso, vamos aumentando el número de armaduras en el hormigón, variando también la distancia entre los perfiles.

Comprobamos que a mayor armadura aparte de aumentar tanto el momento último como el momento crítico, también variamos la inercia fisurada, por ello, el valor de la esbeltez reducida aumenta conforme lo hace la cuantía de las armaduras.

7 CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

El objetivo de este trabajo era crear un modelo basado en un programa de elementos finitos que verificara las comprobaciones numéricas frente al fenómeno de pandeo lateral según la normativa del eurocódigo y del código técnico.

En primer lugar, realizamos la comprobación frente a pandeo de Euler en el cual obtenemos un resultado muy similar en ambos casos.

La razón principal es que el programa de elementos finitos utiliza la fórmula de Euler y por ello, esta exactitud en los resultados.

En segundo lugar, estudiamos el fenómeno de inestabilidad correspondiente a pandeo lateral.

Inicialmente utilizamos secciones metálicas alcanzando resultados muy similares, esto es, debido a la simplicidad de la geometría de las secciones y a la sencillez de la normativa para el cálculo del pandeo lateral en secciones metálicas (código técnico y eurocódigo3).

Por otro lado, continuamos utilizando secciones mixtas como tipología para el cálculo del momento crítico frente a pandeo lateral.

Para ello comparamos los resultados con la normativa del eurocódigo 4, referida a las estructuras mixtas de acero y hormigón.

Una vez efectuado el cálculo, nos encontramos con que el resultado obtenido por el modelo analítico difiere un poco en los resultados numéricos.

La causa principal reside en que, en el modelo de elementos finitos, las condiciones de contacto entre los perfiles IPE y la cabeza de hormigón distorsionan el resultado final.

Con este resultado buscamos una sección homogénea de acero que tenga el mismo momento crítico al alcanzado teóricamente para la viga mixta. Para ello, reducimos la sección aplicando como coeficiente de equivalencia la relación entre los módulos de elasticidad del acero y el hormigón.

De igual modo, disminuimos mediante este método el ancho de la sección por el cual sacamos un valor mucho menor del teórico, esto se debe a que hemos reducido la sección que más resiste a la hora de aplicar el momento, por tanto, desarrollamos otro caso reduciendo el canto, comprobando que el valor del momento crítico es coherente, debido a que la sección reducida en este apartado tiene menor influencia frente al pandeo lateral.

Una vez validados todos los casos, usamos como modelo una viga mixta de dos perfiles IPE con una cabeza de hormigón que une a ambos.

Calculamos el momento crítico frente a pandeo lateral y, a continuación, realizamos un análisis de sensibilidad, cuya fiabilidad reside en comprobar el uso de la rigidez rotacional para representar el modelo del pórtico de U invertida.

Cabe destacar que el modelo numérico no tiene en cuenta la fisuración y por ello, variaremos el módulo elástico de la cabeza de hormigón a fin de introducir de alguna manera el daño en el modelo elástico lineal de elementos finitos, hasta que obtengamos el mismo k_s en ambos casos.

Para evitar en la mayor medida de lo posible el giro de la sección, vamos a utilizar una celosía.

Ésta se comportará como un tirante, sólo sometida a los esfuerzos de tracción provocados por el giro de los perfiles metálicos.

Una vez efectuado lo anterior, comprobaremos por los resultados que aumenta ostensiblemente el valor de k_s y con él, el momento crítico de la sección frente a pandeo lateral.

Con los resultados obtenidos anteriormente, sería una solución válida cuando la sección esté sometida a esfuerzos que provoquen el giro de ésta.

Para concluir, cabe mencionar que hemos obtenido un primer modelo lineal que se aproxima al comportamiento de una estructura mixta cuando está sometida al fenómeno de inestabilidad de pandeo lateral, todo ello, con los resultados conseguidos anteriormente.

El uso de un modelo elástico y lineal en el ANSYS, nos limita a la hora de comparar eficientemente el cálculo del momento crítico con el obtenido por el eurocódigo 4; y un futuro estudio de éste trabajo podría estar asociado al empleo de un modelo de elementos finitos no lineal que tuviera en cuenta la fisuración.

Cabe resaltar que, otra parte importante de una estructura mixta, reside en las conexiones que sirven de unión entre los perfiles metálicos y la cabeza de hormigón y el estudio del comportamiento de estas frente a las cargas aplicadas a nuestro modelo sería otra parte interesante para un trabajo posterior.

8 BIBLIOGRAFÍA

- [1], José Monfort Leonart. Estructuras mixtas para edificación según criterios del eucódigo 4.
- [2], Sonia Gonzalez, Conceptos generales de estructuras mixtas.
- [3].Normativa española, eucódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
- [4], Héctor Cifuentes Bulté.Mecánica de la fractura aplicada al hormigón: conceptos, análisis experimental y modelos numéricos.
- [5], Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras RPX-95.Serie normativas.
- [6], Anejo 8 normativa española. Análisis en situación de servicio de secciones y elementos estructurales sometidos a flexión simple.
- [7], Temas especiales de estructuras metálicas.
- [8], Instituto Técnico de la Estructura en Acero, Construcción mixta
- [9], Experimental and Analytical Investigation of Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beam, International Journal of Engineering & Technology IJET-IJENS Vol: 11 No: 01
- [10],Numerical modelling of shear connection between concrete slab and sheeting deck, 7th fib International PhD Symposium in Civil Engineering 2008 September 10-13, Universität Stuttgart, Germany
- [11],Thesis of João Tomás Mello e Silva, I-Steel beams under tension:Lateral torsional buckling, behaviour and design
- [12], Monografía10, Comité Europeo de Normalización
- [13], Viga simplemente apoyada con restricción lateral en el punto de aplicación de la carga,Access stell
- [14], Estructuras de acero, Pandeo lateral en vigas.Universidad de castilla la mancha(UCLM)
- [15],Non linear three dimensional finite elemnts analyses of reinforced concrete beams strengthened by cfrp, The Iraqi Journal For Mechanical And Material Engineering, Special Issue (D)
- [16],Analysis of Shear Wall with Openings Using Solid65 Element. Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 7, No. 2, 2013
- [17],Huei-Huang Lee. Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 14.Chapter 2
- [18],ANSYS Meshing User's Guide. Chapter 13