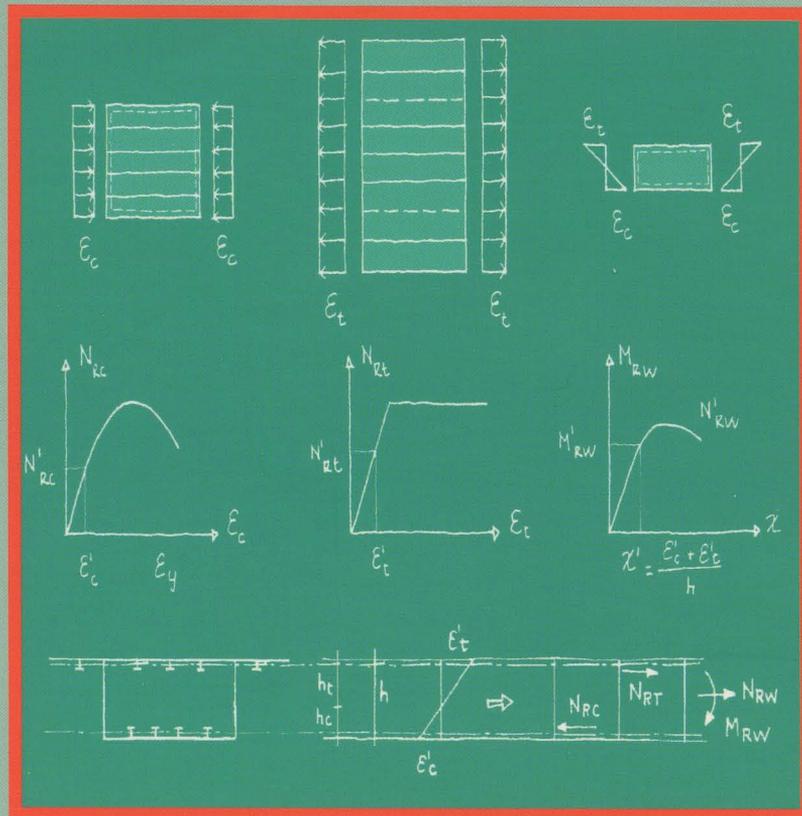


Instrucciones de construcción



Manual de aplicación de las Recomendaciones RPM - RPX / 95



MINISTERIO
DE FOMENTO

DIRECCIÓN GENERAL
DE CARRETERAS

Manual de aplicación de las Recomendaciones RPM - RPX / 95



Este trabajo ha sido realizado por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. La ingeniera responsable, D^a Pilar Crespo Rodríguez, ha contado para su elaboración con la asistencia de la empresa ESTEYCO

Se invita a los usuarios al análisis crítico de su contenido. Los comentarios y sugerencias pueden ser remitidos al Servicio de Puentes y Estructuras de la Dirección General de Carreteras.

ESPAÑA. Dirección General de Carreteras

Manual de aplicación de las recomendaciones RPM-RPX/95 /
Dirección General de Carreteras. - Madrid : Ministerio de Fomento.
Centro de Publicaciones, 2002
582 p. : il. ; 30 cm.- (Serie normativas. Instrucciones de construcción)

PUENTES DE CARRETERA
PUENTES METÁLICOS
PUENTES MIXTOS

624.21
625.7



1ª EDICIÓN. SEPTIEMBRE 2000
1ª REIMPRESIÓN. MAYO 2001
2ª REIMPRESIÓN. NOVIEMBRE 2002

Edita: Centro de Publicaciones
Secretaría General Técnica
Ministerio de Fomento ©

I.S.B.N.: 84-498-0490-6
NIPO: 161-02-080-3
Depósito Legal: M-48.739-2002
Imprime: Centro de Publicaciones

Diseño cubierta: Carmen G. Ayala

0. PREÁMBULO AL MANUAL

0.1	INTRODUCCIÓN	11
0.2	IDEAS DIRECTRICES DE LAS RECOMENDACIONES.....	12
0.3	CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL	14

1. INTRODUCCIÓN

1.1	CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES.....	19
1.2	CONDICIONES GENERALES.....	19
1.3	UNIDADES.....	20

2. BASES DE PROYECTO

2.1	REQUISITOS FUNDAMENTALES	25
2.2	CRITERIO DE CUMPLIMIENTO	26
2.3	SITUACIONES DE CÁLCULO	26
2.4	ESTADOS LÍMITE.....	28
2.5	PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO	30
2.6	ACCIONES	31
2.7	CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	34
2.8	CRITERIOS DE DURABILIDAD	
2.8.1	GENERALIDADES.....	36
2.8.2	SOBRESPEORES EN SUPERFICIES INACCESIBLES	41
2.8.3	ACEROS CON RESISTENCIA MEJORADA A LA CORROSIÓN	43
2.9	DOCUMENTOS DEL PROYECTO	
2.9.1	GENERALIDADES.....	47
2.9.2	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	50
2.9.3	ANEJO DE CÁLCULO	50
2.9.4	CÁLCULOS DE ORDENADOR	51
2.9.5	PROTECCIÓN Y CONSERVACIÓN.....	51
2.9.6	PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES.....	51
2.9.7	PUNTES SINGULARES O DE LUCES SUPERIORES A 100 M.....	52
2.9.8	VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD DEL PROYECTO.....	53
2.10	CRITERIOS CONSTRUCTIVOS DE PUNTES MIXTOS ARMADOS.....	54

3. MATERIALES

3.1	GENERALIDADES.....	59
3.2	ACERO ESTRUCTURAL.....	59
3.2.1	VALORES NOMINALES.....	59
3.2.2	CONDICIONES DE DUCTILIDAD	62
3.2.3	TENACIDAD DE FRACTURA	62
3.2.4	CARACTERÍSTICAS COMUNES A TODOS LOS ACEROS ESTRUCTURALES	71
3.3	ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR.....	72
3.4	ACEROS FORJADOS Y COLADOS PARA PIEZAS ESPECIALES.....	72
3.5	CABLES PARA TIRANTES	72
3.6	HORMIGÓN.....	72

3.7	ELEMENTOS DE UNIÓN	
3.7.1	TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS	73
3.7.2	ELECTRODOS PARA SOLDADURAS.....	73
3.8	PERNOS CONECTADORES	73
3.9	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES	75
4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
4.1	GENERALIDADES.....	81
4.2	PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO	
4.2.1	MÉTODOS DE CÁLCULO	83
4.2.2	EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.....	87
4.3	IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS EQUIVALENTES.....	90
4.4	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE UNA SECCIÓN	
4.4.1	ANCHURA EFICAZ DE LAS ALAS DE UNA SECCIÓN	100
4.4.2	HOMOGENEIZACIÓN DE SECCIONES MIXTAS.....	108
4.4.3	FISURACIÓN DEL HORMIGÓN	112
4.5	ANÁLISIS DIFERIDO	118
5.	COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	
5.1	GENERALIDADES.....	127
5.2	ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA	127
5.3	ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DEL ALMA.....	132
5.4	ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES.....	141
5.5	ESTADO LÍMITE DE PLASTIFICACIONES LOCALES	149
5.6	ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	153
6.	COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	
6.1	GENERALIDADES.....	167
6.2	ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO	167
6.3	ESTADO LÍMITE DE ROTURA	
6.3.1	GENERALIDADES	170
6.3.2	SECCIONES REDUCIDAS DE CÁLCULO	171
6.3.2.1	Alas unidas a la losa de hormigón.....	189
6.3.2.2	Perfiles rellenos y embebidos con conexión por adherencia.....	191
6.3.3	CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCIÓN	
6.3.3.1	Momento flector último	193
6.3.3.2	Esfuerzo cortante último	213
6.3.3.3	Esfuerzo de compresión último	
6.3.3.3.1	<i>En secciones y elementos metálicos</i>	228
6.3.3.3.2	<i>En secciones y elementos mixtos</i>	233

6.3.3.4	Esfuerzo de tracción último	
6.3.3.4.1	<i>En secciones metálicas</i>	239
6.3.3.4.2	<i>En secciones mixtas</i>	239
6.3.3.5	Momento torsor último	240
6.3.4	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	242
6.3.4.1	Secciones en I con rigidizadores longitudinales en el alma ..	242
6.3.4.2	Secciones en cajón con rigidizadores longitudinales	245
6.3.5	ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON CHAPAS RIGIDIZADAS Y LOSA DE HORMIGÓN COLABORANTE.....	259
6.3.6	INTERACCIÓN DE ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN	265
6.3.7	INTERACCIÓN DE ESFUERZOS PARA UNA PIEZA	
6.3.7.1	Soportes metálicos	274
6.3.7.2	Soportes mixtos	275
6.3.8	INTRODUCCIÓN DE CARGAS CONCENTRADAS.....	283
6.4	ESTADO LÍMITE DE PANDEO LATERAL	290
6.5	RIGIDIZADORES	
6.5.1	INTRODUCCIÓN	321
6.5.2	CONDICIONES GEOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA LOS RIGIDIZADORES MÁS HABITUALES.....	322
6.5.3	VERIFICACIÓN DEL PANDEO POR TORSIÓN DE RIGIDIZADORES ABIERTOS....	322
6.5.4	CONDICIONES DE ESBELTEZ GEOMÉTRICA GLOBAL DE LOS RIGIDIZADORES.	325
6.5.5	ESBELTEZ DE LA CHAPA ENTRE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	337
6.5.6	RIGIDIZADORES CERRADOS EN LOSAS ORTÓTROPAS.....	328
6.5.7	DIMENSIONAMIENTO DE RIGIDIZADORES	
6.5.7.1	Introducción	330
6.5.7.2	Rigidizadores transversales de almas de vigas sin rigidizadores longitudinales	334
6.5.7.3	Rigidizadores de almas de vigas con rigidizadores longitudinales y transversales	339
6.5.7.4	Rigidizadores en alas comprimidas	342
6.6	DIAFRAGMAS	
6.6.1	GENERALIDADES.....	346
6.6.2	CONDICIONES GEOMÉTRICAS	347
6.6.3	CONDICIONES DE RIGIDEZ DE DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.....	349
6.6.4	CONDICIÓN DE RESISTENCIA DE DIAFRAGMAS INTERMEDIOS	356
6.6.5	DIAFRAGMAS DE APOYO	362

6.7.	SOPORTES COMPUESTOS	
6.7.1	INTRODUCCIÓN	364
6.7.2	MÉTODO DE CÁLCULO	364
6.8	VIGAS TRIANGULADAS.....	372
7.	DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN ACERO-HORMIGÓN	
7.1	INTRODUCCIÓN	379
7.2	EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS PARA PERNOS CONECTADORES.....	380
7.3	RESISTENCIA ÚLTIMA DE UN PERNO CONECTADOR.....	382
7.4	OTROS TIPOS DE CONECTADORES	385
7.5	DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE CONECTADORES	385
7.6	ARMADURAS TRANSVÉRSALES.....	397
8.	UNIONES	
8.1	INTRODUCCIÓN	405
8.2	UNIONES ATORNILLADAS	
8.2.1	EXIGENCIAS GEOMÉTRICAS Y CONSTRUCTIVAS	406
8.2.2	UNIONES CON TORNILLOS NO PRETENSADOS	
8.2.2.1	Esfuerzos perpendiculares al vástago del tornillo.....	407
8.2.2.2	Esfuerzo que solicitan en tracción a los tornillos	411
8.2.2.3	Esfuerzos combinados	412
8.2.3	UNIONES CON TORNILLOS PRETENSADOS	413
8.3	UNIONES SOLDADAS	
8.3.1	INTRODUCCIÓN	417
8.3.2	TIPOS DE UNIONES SOLDADAS	418
8.3.3	CÁLCULO DE LAS UNIONES SOLDADAS	419
8.3.4	VERIFICACIÓN DE SOLDADURAS SOLICITADAS POR ESFUERZOS COMBINADOS	422
9.	FATIGA	
9.1	INTRODUCCIÓN	427
9.2	CRITERIOS PARA LA VERIFICACIÓN DEL E.L.U. DE FATIGA	430
9.3	VERIFICACIÓN DEL E.L.U. DE FATIGA.....	433

ANEJO Nº 1. EJEMPLOS DE APLICACIÓN PRÁCTICA

0. PREÁMBULO AL MANUAL

ÍNDICE

	Pág.
0. PREÁMBULO AL MANUAL	
0.1 INTRODUCCIÓN	11
0.2 IDEAS DIRECTRICES DE LAS RECOMENDACIONES.....	12
0.3 CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL	14

0. PREÁMBULO AL MANUAL

0.1 INTRODUCCIÓN

A principios de los años 70 comenzó a extenderse por España el uso de las estructuras mixtas de puentes, y desde entonces se ha construido un gran número de ellos con tipologías muy variadas, siendo habitual, por ejemplo, la utilización de secciones en cajón y el recurso de la doble acción mixta.

La ausencia de normativa española específica no ha impedido el desarrollo de la técnica, pero la importancia y notoriedad de las obras construidas a finales de los 80 y comienzos de los 90 y el retraso en las expectativas de disponer de los Eurocódigos estructurales, pusieron de manifiesto la necesidad de colmar el vacío existente.

Por ello, la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, que es desde donde se ha promovido el proyecto y la construcción de la mayor parte de puentes mixtos, decidió redactar las Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos (RPM-95) y de Puentes Mixtos (RPX-95), a las que hace referencia este texto.

Los objetivos perseguidos eran:

- a) Disponer de unas Recomendaciones que fuesen de obligada consideración para los proyectos promovidos por la Dirección General de Carreteras, aunque no de obligado cumplimiento.
- b) Promover la calidad de los proyectos y obras de puentes mixtos.
- c) Difundir conocimientos actualizados entre el amplio colectivo de profesionales que se relacionan con los puentes.

La redacción del documento se encargó a un equipo de ingenieros que elaboró diferentes borradores, los cuales fueron intensamente debatidos por un amplio colectivo de ingenieros de la administración, universidades, consultorías, empresas constructoras, siderúrgicas y organismos de control. El proceso de elaboración y debate de los diferentes borradores comenzó en 1990 y, con intensidad variable, se extendió hasta 1995, en que fueron finalmente editadas por el Ministerio de Fomento.

0.2 IDEAS DIRECTRICES DE LAS RECOMENDACIONES

Es conveniente, en el preámbulo de este Manual, sintetizar las ideas en las que están cimentados los textos de las Recomendaciones RPM-95 y RPX-95, y destacar aquellos aspectos más novedosos para facilitar su comprensión y correcta aplicación. Son los siguientes:

- 1º) Las bases de cálculo son análogas a las establecidas en los Eurocódigos estructurales. Los criterios de verificación se basan en el método de los estados límite y los diferentes coeficientes que intervienen coinciden con los definidos en los Eurocódigos.
- 2º) La filosofía de los estados límite hay que establecerla con toda claridad en los códigos estructurales y mantenerla claramente explícita en todo su desarrollo. Los controles en E.L.S. y en E.L.U. persiguen objetivos diferentes y complementarios.
- 3º) No se puede conocer el estado tensional de una estructura. Recordar, por ejemplo, la importancia de las tensiones residuales en las metálicas, evita la necesidad de más comentarios. La determinación de estados tensionales provocados por las cargas de cálculo no es un fin en sí mismo, sino un medio para alcanzar unos objetivos determinados.
- 4º) Aceptar comportamientos puramente elásticos de nuestras estructuras es, implícitamente, aceptar que el acero con el que construimos nuestros puentes se comporta como el vidrio, y admitir, por ello, estructuras potencialmente frágiles en las que no se ha planteado ninguna exigencia de ductilidad. La ductilidad es una cualidad esencial en nuestros materiales y en nuestras estructuras, que permite la imprecisión en la evaluación de los efectos de algunas acciones (retracción, fluencia, temperatura, asientos diferenciales del terreno) o incluso la no consideración de algunos de ellos.
- 5º) El concepto de clases de sección, tal como está concebido en los Eurocódigos, no es muy afortunado por ocultar el concepto esencial de ductilidad. En la figura 0.1, se representa la capacidad rotacional χ de una viga flectada, a medida que aumenta la esbeltez del alma. El cambio brusco en la capacidad rotacional, en la frontera entre las clases 1 y 2, implica la aceptación de la fragilidad de la estructura. Nos interesa conocer no solamente la capacidad resistente de una sección sino, además, su capacidad rotacional, que no se puede abordar con un análisis

puramente lineal. El concepto de ductilidad nos obliga a verificar que la rotura de una viga no se produce por agotamiento de los elementos comprimidos. La limitación de las cuantías de armaduras en las piezas de hormigón estructural, por ejemplo, tiene precisamente por finalidad asegurar unos niveles de ductilidad adecuados.

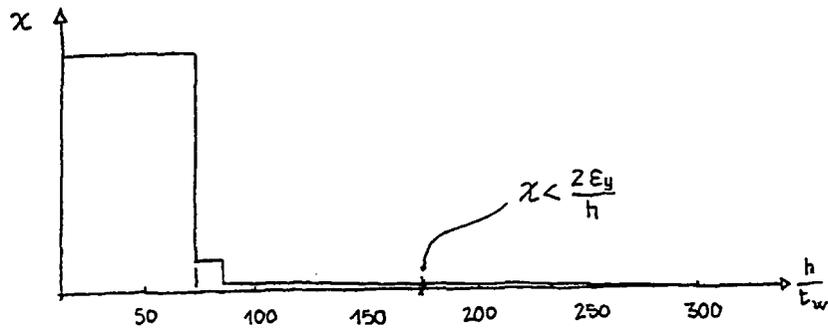


FIGURA 0.1

- 6º) Las estructuras mixtas no son una evolución de las estructuras metálicas, sino la síntesis provechosa de las estructuras de hormigón y de las metálicas.
- 7º) Hay que evitar que los usuarios de los códigos o recomendaciones se apoyen en éstos para no tener que pensar, por lo que no deben convertirse en libros de recetas. Un código debe constituir también un lenguaje que permita a todos los que lo utilicen comunicarse con mayor fluidez y rigor. Por otro lado, un buen código es esencial en una política de calidad que persiga el progreso en la concepción y durabilidad de puentes.
- 8º) Los cálculos estructurales son una parte esencial de los códigos, pero ni la seguridad ni la durabilidad de un puente pueden basarse solamente en los cálculos. Los límites de aplicación de los códigos, las condiciones máximas y mínimas impuestas a los elementos estructurales, así como las especificaciones sobre la durabilidad y los controles de calidad del proyecto y la ejecución y sobre el alcance y frecuencia del mantenimiento, son otros elementos decisivos para lograr los objetivos perseguidos.

Todos los códigos deben ser actualizados, incorporando modificaciones o complementos fruto de las experiencias acumuladas con su utilización y del progreso en el conocimiento del comportamiento estructural. Es importante la comunicación entre tres de los colectivos que intervienen en el campo estructural:

investigación, enseñanza y práctica profesional. La investigación debe estar orientada a precisar y calibrar los valores y las expresiones de los códigos. Si los códigos van a ser libros de uso cotidiano de los profesionales, también deben ser la base de la enseñanza en las Escuelas y Universidades, explicando la razón de ser de las especificaciones, sus limitaciones y la forma de aplicarlos.

0.3 CONTENIDO Y ORGANIZACIÓN DEL MANUAL

Este Manual tiene por finalidad facilitar la utilización de las Recomendaciones en la práctica profesional. Para ello, el Manual incluye, por una parte, comentarios al articulado de las Recomendaciones, con los que se pretende informar sobre las bases teóricas y prácticas que justifican el mismo; por otra, incluye en ocasiones tablas o expone métodos coherentes con el articulado, que pueden facilitar los cálculos. También se incluyen ejemplos de cálculo de algunos aspectos característicos del proyecto de un puente, entresacados de lo que podría ser un puente real. A lo largo del desarrollo de los cálculos de los ejemplos se incorporan, también, comentarios que refuerzan o completan los incluidos en el texto del Manual y que pueden contribuir a la comprensión del concepto que se está analizando o a la forma de llevar a cabo la verificación numérica correspondiente.

A lo largo del texto del Manual, se apuntan también aspectos que no están suficientemente resueltos, y que deben ser objeto en el futuro de mayor precisión o que requerirán nuevos enfoques, en base a los trabajos y estudios teóricos y experimentales que se están abordando en la comunidad nacional e internacional interesada en estas cuestiones.

En general, el Manual se desarrolla siguiendo el mismo formato de las Recomendaciones y la numeración de los comentarios se corresponde, en la mayoría de los casos, con la del articulado. Sin embargo, se han obviado comentarios en artículos suficientemente claros o en los que no se iba a aportar nada sustantivo. Por otra parte, muchos aspectos coinciden en las Recomendaciones RPM-95 y en las RPX-95 y los comentarios que figuran en el Manual son, por tanto, aplicables a los puentes metálicos y a los mixtos. En éstos últimos, en la parte correspondiente de hormigón estructural, se hace lógicamente referencia a la Instrucción española en vigor. Hay apartados y artículos que son, sin embargo, exclusivos de los puentes metálicos (losas ortótropas, por ejemplo), y otros de los puentes mixtos (pernos de conexión, por ejemplo). Los comentarios y ejemplos de aplicación son entonces específicos para cada tipo de puente, aunque vayan incluidos en capítulos comunes a ambos.

1. INTRODUCCIÓN

ÍNDICE

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES.....	19
1.2 CONDICIONES GENERALES.....	19
1.3 UNIDADES.....	20

1. INTRODUCCIÓN

1.1 CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES

Estas Recomendaciones han sido promovidas por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, por lo que están orientadas al proyecto de puentes de carretera, así como de pasarelas peatonales.

No son específicamente aplicables a puentes de ferrocarril construidos con estructura metálica o mixta, aunque lógicamente la mayor parte de los conceptos y formulaciones de seguridad son válidos cualquiera que sea el tipo de estructura. Sin embargo, hay otras que sí están relacionadas con el tipo de puente, como son, por ejemplo, las limitaciones en flechas, los criterios para evaluar el comportamiento dinámico del puente o las cargas a considerar para la evaluación del estado límite de fatiga.

Por otra parte, ningún documento de esta naturaleza puede abarcar todas las tipologías de puentes. Por ello, el ingeniero usuario de las Recomendaciones debe identificar aquellos aspectos en la verificación de un puente determinado que no están especialmente recogidos en el texto o cuyo tratamiento no es suficientemente preciso, teniendo en cuenta la naturaleza del problema que se trata de evaluar. Ello sucede, en particular, en el caso de puentes de grandes luces, puentes colgantes, atirantados, móviles, etc., en los que la envergadura y trascendencia de la obra exige una mayor y particular atención a la verificación de sus dimensiones y comportamiento. Pero también sucede en el caso de obras con luces menores, en las que, por la complejidad de su geometría o de las soluciones adoptadas, se generan singularidades estructurales que difícilmente corresponden a los modelos de cálculo más convencionales recogidos en las Recomendaciones. Es el caso, por ejemplo, de puentes con sección en cajón de gran esbeltez transversal, o con marcados esviajes, o con diafragmas complejos en apoyos.

1.2 CONDICIONES GENERALES

Como es bien sabido, la garantía de que una obra cumpla durante toda su vida útil las funciones para las que ha sido construida, con unos niveles de seguridad aceptables, depende esencialmente de la competencia y profesionalidad de todos los que intervienen en la concepción, proyecto, ejecución y conservación de la obra. Los cálculos justificativos son un instrumento esencial pero ni pueden abarcar la totalidad de los aspectos que afectan al comportamiento y seguridad de la obra ni pueden suplir la falta de experiencia o atención de los participantes en

un proceso que se inicia con la concepción del puente y que se prolonga a lo largo de su vida útil.

Por ello, en el texto de las Recomendaciones se recuerda explícitamente que el proyecto debe estar concebido y desarrollado por profesionales experimentados. Se dice también que tienen que existir controles de calidad que permitan identificar defectos o carencias, tanto en fase de proyecto como durante la ejecución de la obra, y se destaca además la necesidad de una adecuada conservación de la obra.

Estos supuestos son similares a los que están recogidos en los textos de los Eurocódigos estructurales.

1.3 UNIDADES

Es exigible la utilización del Sistema Internacional de unidades de medida, SI, y, en particular, es recomendable el uso de las siguientes:

- fuerzas y cargas	kN, kN/m, kN/m ²
- masa	kg
- longitud.....	m, mm
- tensiones.....	N/mm ² = MN/m ² = MPa
- momentos	kN · m

Dado que aún no ha desaparecido el uso en la práctica de otras unidades, se recuerdan aquí sus equivalencias aproximadas (tomando $g = 10 \text{ m/sg}^2$):

$$1 \text{ kN} \approx 0,1 \text{ toneladas}$$

$$1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg f/cm}^2 = 100 \text{ toneladas/m}^2$$

$$1 \text{ kN} \cdot \text{m} \approx 0,1 \text{ tm}$$

2. BASES DE PROYECTO

ÍNDICE

	Pág.
2. BASES DE PROYECTO	
2.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES	25
2.2 CRITERIO DE CUMPLIMIENTO	26
2.3 SITUACIONES DE CÁLCULO	26
2.4 ESTADOS LÍMITE.....	28
2.5 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO	30
2.6 ACCIONES.....	31
2.7 CRITERIOS DE SEGURIDAD.....	34
2.8 CRITERIOS DE DURABILIDAD	
2.8.1 GENERALIDADES.....	36
2.8.2 SOBRESPEORES EN SUPERFICIES INACCESIBLES	41
2.8.3 ACEROS CON RESISTENCIA MEJORADA A LA CORROSIÓN	43
2.9 DOCUMENTOS DEL PROYECTO	
2.9.1 GENERALIDADES.....	47
2.9.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	50
2.9.3 ANEJO DE CÁLCULO	50
2.9.4 CÁLCULOS DE ORDENADOR	51
2.9.5 PROTECCIÓN Y CONSERVACIÓN.....	51
2.9.6 PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS PARTICULARES.....	51
2.9.7 PUENTES SINGULARES O DE LUCES SUPERIORES A 100 M.....	52
2.9.8 VERIFICACIÓN DE LA CALIDAD DEL PROYECTO.....	53
2.10 CRITERIOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES MIXTOS ARMADOS.....	54

2. BASES DE PROYECTO

2.1 REQUISITOS FUNDAMENTALES

Las bases de las Recomendaciones RPM-95 y RPX-95 son análogas a las que soportan todos los Eurocódigos estructurales, y que han quedado recogidas en el Eurocódigo 0: "Basis of design". Las Recomendaciones son, por otra parte, coherentes con lo establecido en la "Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (IAP)" y, por tanto, son documentos complementarios que se deben utilizar simultáneamente.

Una estructura debe cumplir los objetivos para los que ha sido proyectada y construida. Por ello, se recuerda al comienzo de las Recomendaciones cuáles son dichos objetivos:

- cumplir su función, esto es, dar un servicio adecuado durante toda su vida útil
- tener la capacidad para soportar, con una probabilidad aceptable y determinada, todas las acciones que puedan producirse.

Implícitamente estos objetivos exigen prestar una atención específica al concepto de durabilidad, lo que a su vez lleva consigo que la concepción del puente, los materiales empleados, el dimensionamiento y las diferentes medidas de protección faciliten las operaciones imprescindibles de conservación y minimicen su coste.

La robustez debe ser también un atributo del puente. La exigencia de robustez persigue evitar estructuras hipersensibles a los efectos de un fuego, explosión, impacto o ciertos errores humanos que se puedan producir, durante la fase de proyecto, durante la construcción o durante la utilización de la estructura, de manera que no exista una desproporción entre la importancia de la causa que origina los daños y la importancia de éstos. Conviene recordar que, entre los caminos para alcanzar el objetivo de robustez, están los siguientes:

- reducir los riesgos de errores humanos, por medio de adecuados procesos de aseguramiento de la calidad
- evitar o minimizar los riesgos potenciales disponiendo, por ejemplo, barreras para proteger las pilas de un puente del posible impacto de vehículos o alejando la estructura de depósitos de combustibles

- diseñar estructuras hiperestáticas compuestas por elementos que se comporten dúctilmente, de manera que las deficiencias en una parte de la estructura no provoquen el colapso del conjunto.

2.2 CRITERIO DE CUMPLIMIENTO

El dimensionamiento de la estructura de acuerdo con las especificaciones de estas Recomendaciones y de la IAP, es uno de los instrumentos para alcanzar los objetivos perseguidos. Pero, además, hay otros factores que son esenciales: la elección de los materiales, la concepción estructural, el acierto de los detalles en las zonas singularizadas de una estructura y una ejecución cuidada. La existencia de eficaces controles de calidad, tanto en la etapa de proyecto como en la ejecución, son también indispensables para alcanzar estructuras seguras, útiles y robustas.

Para que dichas cualidades perduren a lo largo de la vida útil, son imprescindibles inspecciones periódicas y una conservación sistemática de la obra para identificar los daños en sus inicios y frenar su progresión. De ahí la importancia de la accesibilidad a la estructura para favorecer su inspección.

En la IAP, como en otras normas y recomendaciones, se especifica una vida útil para los puentes de 100 años. Dicho valor es una convención que se utiliza como base para determinar los diferentes coeficientes de seguridad y para poder evaluar los riesgos inherentes a la fatiga. Pero la vida útil de una estructura está realmente influida por la eficacia de las tareas de mantenimiento, lo que a su vez dependerá de la sensibilidad de la estructura a los daños y de las dificultades para identificarlos y repararlos.

2.3 SITUACIONES DE CÁLCULO

El proceso de construcción de la estructura de un puente supone, con frecuencia, que el esquema que modeliza la estructura durante dicho proceso difiera del modelo estructural definitivo. Incluso, durante el proceso de construcción pueden ser numerosas las variaciones en los esquemas estructurales que van evolucionando a lo largo de dicho proceso.

Por otra parte, también las acciones que actúan durante los procesos de construcción y, por tanto, sobre diferentes esquemas estructurales son o pueden ser diferentes de los que actuarán o podrán actuar sobre la estructura final.

Además, a lo largo de su vida y durante el proceso de construcción, la estructura puede estar solicitada por cargas accidentales, como pueden ser impactos de vehículos, fuego, explosiones, sismo, etc.

Lógicamente, en cada una de estas diferentes situaciones, se debe verificar la seguridad de la estructura, siguiendo los criterios que se establecen más adelante.

Este conjunto de situaciones posibles se ha clasificado en tres grupos:

- *situaciones persistentes*, en que las condiciones no cambian y cuya duración viene a coincidir con la vida útil de la estructura;
- *situaciones transitorias*, que se producen, por ejemplo, durante los procesos de construcción y reparación de una estructura, y a los que convencionalmente se les puede atribuir una duración de un año;
- *situaciones accidentales*, que tienen muy corta duración y muy baja probabilidad de ocurrencia.

Conceptualmente, en cada una de estas situaciones, deberían variar los coeficientes utilizados en las verificaciones de seguridad y en la evaluación del comportamiento en servicio, en función de la probabilidad de que se produzcan, del tiempo en el que la estructura deberá soportar las correspondientes acciones, de las consecuencias de los daños que se pueden producir, etc. En estas Recomendaciones y en las especificaciones de la IAP, los coeficientes asignados a las situaciones persistentes y transitorias son iguales y solamente se distinguen los de las situaciones accidentales.

En cualquier caso, al proyectar la estructura y prever el proceso de construcción, es necesario identificar situaciones de cálculo que podrían ser determinantes. El ingeniero debe ser consciente de que la transitoriedad de una situación no reduce en nada su trascendencia. Así, por ejemplo, el dimensionamiento de un tirante o de un puntal provisional durante la construcción de puentes por voladizos o puentes en arco, puede ser esencial para la seguridad de la estructura. El riesgo de choque de los vehículos de obra con estos elementos, puede ser también una situación determinante. Antes de alcanzar la hiperestaticidad de la estructura concluida, se suele pasar por situaciones con esquemas isostáticos, no redundantes, que pueden exigir coeficientes de seguridad mayores. No hay que olvidar nunca que, en todo caso, los coeficientes de seguridad que se establecen son valores mínimos y que, cuando su incremento tiene un coste muy pequeño, es deseable incrementarlos. Ello es aplicable, en particular, en las etapas de

construcción donde la seguridad de algunos elementos auxiliares, de un coste muy limitado, determinan la seguridad del conjunto.

2.4 ESTADOS LÍMITE

El dimensionamiento de la estructura estará basado en la teoría de los estados límite y, tanto el formato como el articulado de las Recomendaciones, se han preparado en coherencia con dicha teoría.

En España dicha teoría se viene aplicando desde hace mucho tiempo y está recogida en las diferentes Instrucciones de estructuras, tanto de acero como de hormigón. Existe, pues, una larga tradición y una amplia experiencia en la aplicación de dichas teorías que han sido progresivamente incorporadas a la mayor parte de las Normas o Recomendaciones estructurales de todos los países y que son también la base de los Eurocódigos.

Conviene recordar que dicha teoría exige dos comprobaciones que, inexcusablemente, deben ser realizadas porque no siempre resulta evidente cuál de ellas es determinante y porque, en cualquier caso, esta exigencia obliga a mantener presentes los objetivos de utilidad y seguridad que se persiguen.

En las Recomendaciones, los *estados límite de servicio*, que se enuncian en este apartado, y que se precisan y desarrollan en los capítulos correspondientes, son los siguientes:

- a) *Estado límite de deformaciones*, que tiene por finalidad controlar que las flechas que se producen en la estructura no provoquen en el observador inquietud o afecten negativamente a su apariencia, como puede suceder cuando las flechas superan un determinado límite. También hay que controlar que las flechas no provoquen, por ejemplo, zonas sin drenaje donde se puede acumular el agua; o que se genere un brusco cambio de la geometría de la rasante que afecte a la seguridad o al confort de los ocupantes de los vehículos que circulen sobre el puente o, incluso, que llegue a reducir el gálibo bajo la estructura por debajo de los valores exigibles. Un exceso de flexibilidad puede también provocar daños en barreras, barandillas, aceras y otros elementos secundarios del puente.
- b) *Estado límite de vibraciones*, cuya superación puede ser un índice de falta de robustez estructural y el anuncio de daños en elementos secundarios de la obra. En el caso de puentes de carácter urbano con aceras para el paso

de peatones, el control de las vibraciones es indispensable. Y, cuando se trate de pasarelas peatonales, puede ser este estado límite el que determine las dimensiones esenciales de la obra o exija elementos especiales de amortiguación para que el nivel de confort percibido por el usuario esté por debajo de un umbral admisible.

- c) *Estado límite de plastificaciones locales*, con el que se pretende identificar el riesgo de deformaciones plásticas localizadas que conduzcan a flechas irreversibles e inaceptables o que puedan inducir, por acumulación, la rotura por fatiga con bajo número de ciclos.
- d) *Estado límite de deslizamiento en uniones de tornillos de alta resistencia*: cuando la unión se ha dimensionado en el estado límite último admitiendo que se ha producido el deslizamiento y que la transmisión de esfuerzos se produce a través del contacto del vástago del tornillo con las chapas a las que une. El par de apriete de los tornillos debe ser, sin embargo, suficiente para que en condiciones de servicio la unión atornillada preserve la rigidez con la que se hayan estimado las flechas y, por tanto, no se produzca un deslizamiento inaceptable.

Además, en el caso de los puentes mixtos, las Recomendaciones RPX-95, enuncian el *estado límite de fisuración*, que exige comprobar que la apertura de fisuras en unas condiciones determinadas, consecuencia de las tracciones generadas en el hormigón estructural, no supere valores que afecten negativamente a la durabilidad de la estructura y reduzcan su vida probable.

Los estados límite últimos enunciados en las Recomendaciones son:

- a) *Estado límite de equilibrio*, que exige la verificación de situaciones en fases de construcción o reparación y durante la vida útil del puente, en las que se puede producir el desequilibrio de la totalidad o de una parte de la estructura que, manteniendo su integridad global, es incapaz de mantener su posición original, produciéndose un vuelco o la transformación de la estructura o parte de ella en un mecanismo.
- b) *Estado límite de rotura*, en el que se considera que alguna parte de la estructura ha superado el límite de deformación unitaria a partir del cual se puede considerar que la estructura colapsa. También se llega a análoga situación si se producen inestabilidades locales (abollamiento del alma, ala de perfiles o secciones armadas total o parcialmente comprimidas) o generales (pandeo por flexión o por torsión de elementos comprimidos) lo

que, en definitiva, da lugar a la superación de una deformación unitaria límite.

- c) *Estado límite de fatiga*, que exige el control de las variaciones tensionales generadas por sobrecargas que específicamente se determinan para evaluar este riesgo.

Aunque no ha quedado recogido explícitamente en las RPX-95, las armaduras dispuestas en los elementos de hormigón de una estructura mixta, exigen la verificación de los *estados límite últimos* de adherencia y anclaje, para lo que, en general, suele ser suficiente comprobar que las longitudes de anclaje y las condiciones de adherencia cumplen las exigencias reglamentarias. Es importante señalar también que entre las formas de rotura posible de una estructura mixta estarán las relacionadas con la posible incapacidad de los elementos de conexión (pernos conectadores u otros) para transmitir los esfuerzos rasantes entre la losa de hormigón y la estructura metálica, lo que es objeto de un capítulo específico dentro de las Recomendaciones RPX-95.

2.5 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

En principio, para cada situación de cálculo, habrá que llevar a cabo las comprobaciones correspondientes a los *estados límite de servicio* y a los *estados límite últimos*.

El proceso de cálculo exige, en primer lugar, establecer un modelo estructural que reproduzca con la precisión necesaria, el comportamiento de la estructura.

A lo largo del texto de las Recomendaciones, se establecen las condiciones que se han de tener en cuenta para modelizar efectivamente la geometría estructural, las características de los materiales y, en algunas circunstancias, las condiciones ambientales. Esto último sucede, por ejemplo, cuando es necesario prever un sobreespesor de las chapas que conforman la parte metálica de los puentes. El espesor incorporado al modelo de cálculo no coincidirá con el espesor real de la chapa en el momento de su construcción.

El siguiente paso consistirá en identificar las acciones que se deben aplicar, en la situación de cálculo considerada, al modelo estructural anteriormente definido.

Las zonas singulares de la estructura, como son los nudos en estructuras aporricadas, áreas de introducción de cargas puntuales (apoyos anclajes de

pretensado y de tirantes, por ejemplo) y las zonas en las que se produce un cambio significativo de la geometría de la estructura, pueden requerir una modelación específica y un análisis separado y complementario al análisis global de la estructura.

Otro tanto ocurre en elementos como los diafragmas intermedios, que aseguran la integridad de la geometría de las secciones transversales, y los diafragmas de apoyo que, además, deben permitir la difusión de las cargas puntuales generadas por los dispositivos de apoyo.

Las basas de pilares metálicos o mixtos con las que se anclan en los macizos de cimentación son, también, zonas singulares que requieren modelos específicos de cálculo.

2.6 ACCIONES

La IAP determina las clases de acciones que deben tenerse en cuenta, los coeficientes de ponderación y las combinaciones de acciones.

En dicha Instrucción, se especifican los valores característicos de las siguientes acciones:

- *Acciones permanentes (G)*
 - Peso propio
 - Cargas muertas

- *Acciones permanentes de valor no constante (G*)*
 - Presolicitaciones: Pretensado y desplazamientos de apoyo
 - Reológicas: Fluencia y retracción
 - Debidas al terreno: Empujes de tierra y asientos diferenciales

- *Acciones variables (Q)*
 - Sobrecarga de uso: Componentes verticales
 - Frenado y arranque; fuerza centrífuga
 - Tren de carga para fatiga
 - Sobrecarga en terraplenes adyacentes al puente
 - Empuje sobre barandillas

Acciones climáticas: Viento, nieve y acciones térmicas

Sobrecargas debidas al agua

Otras sobrecargas en situaciones transitorias

- *Acciones debidas a los apoyos*

- *Acciones accidentales (A)*

Impactos: De vehículos contra un elemento estructural
De vehículos contra sistema de contención
De embarcaciones

Acciones sísmicas

La IAP define también los valores representativos de las acciones. Para el caso de pavimentos de puentes y de equipamientos para servicios, la Instrucción considera dos valores representativos, uno máximo y otro mínimo, para cubrir el amplio rango de variación que, en la práctica, presentan estas acciones.

Por otra parte, siguiendo los criterios establecidos en los Eurocódigos, se consideran cuatro valores representativos para las acciones variables, lo que supone una novedad en relación con los criterios recogidos hasta ahora en la reglamentación española.

Dichos valores son:

- *Valor característico*, Q_k que se considerará cuando actúe aisladamente.
- *Valor de combinación*, $\psi_0 Q_k$ que tiene en cuenta la menor probabilidad de coincidencia de los valores característicos de diversas acciones concomitantes.
- *Valor frecuente*, $\psi_1 Q_k$ estimado para que no sea sobrepasado en más de un 5% del tiempo a lo largo de la vida útil del puente. Se considera que corresponde a un período de retorno de una semana.
- *Valor casi-permanente*, $\psi_2 Q_k$ que se deduce considerando que será sobrepasado un 50% del tiempo de servicio del puente y que, por tanto, corresponderá al valor medio de la sobrecarga.

La Instrucción define los siguientes valores para los coeficientes ψ :

- Coeficiente del valor de combinación: $\psi_0 = 0,60$
- Coeficiente del valor frecuente: $\psi_1 = 0,50$
- Coeficiente del valor casi-permanente: $\psi_2 = 0,20$

Los formatos adoptados para las combinaciones de acciones, son los siguientes:

TABLA 2.1 Estado límite de servicio

COMBINACIÓN	FORMATO DE LA VERIFICACIÓN
Característica (poco probable o rara)	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Frecuente	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Casi-permanente	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

TABLA 2.2 Estado límite último

SITUACIÓN	FORMATO DE VERIFICACIÓN	
Persistentes o transitorias	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	
Accidentales	sin sismo	$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \gamma_A \cdot A_k$
	con sismo	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{G^*,i} \cdot G_{k,i}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_A \cdot A_{E,k}$

Los valores de los coeficientes de ponderación están recogidos en las tablas 2.3 y 2.4, que se reproducen a continuación, para cuya aplicación precisa hay que referirse al articulado y comentarios de la IAP.

TABLA 2.3 Estados límite de servicio

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable
PERMANENTE		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado (P ₁)	$\gamma_{G^*} = 0,9^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,1$
	Pretensado (P ₂)	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otra presolicitación	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológica	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_G = 0$	$\gamma_G = 1,0$

(*) Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado (P₁) serán los definidos por la "Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)".

TABLA 2.4 Estados límite últimos

TIPO DE ACCIÓN		SITUACIONES PERSISTENTES Y TRANSITORIAS		SITUACIONES ACCIDENTALES	
		Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
PERMANENTE (1), (2)		$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,0$
PERMANENTE DE VALOR NO CONSTANTE	Pretensado (P ₁)	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$	$\gamma_{G^*} = 1,0^{(*)}$
	Pretensado (P ₂)	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Otras presolicitaciones	$\gamma_{G^*} = 0,9$	$\gamma_{G^*} = 1,10$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Reológicas	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,35$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
	Acción del terreno	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,0$	$\gamma_{G^*} = 1,0$
VARIABLE		$\gamma_G = 0$	$\gamma_G = 1,50$	$\gamma_Q = 0,0$	$\gamma_Q = 1,0$
ACCIDENTAL		—	—	$\gamma_A = 1,0$	$\gamma_A = 1,0$

(*) Los valores γ_{G^*} para la acción del pretensado (P₁) serán los definidos por la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE).

2.7 CRITERIOS DE SEGURIDAD

En coherencia con la teoría de los estados límite, los criterios de comprobación estructural recogidos en la IAP y en estas Recomendaciones quedan sintetizados en las expresiones siguientes:

- Estado límite de servicio $E_d \leq C_d$
- Estado límite último $S_d \leq R_d$

siendo:

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones combinadas, correspondientes al estado límite que se está evaluando (flechas, plastificaciones, fisuración, etc.)

C_d valor límite admisible para el efecto considerado

S_d valor de cálculo de la sollicitación correspondiente a la combinación de acciones que actúan sobre el modelo estructural considerado

R_d resistencia de cálculo de la estructura

En el articulado de las Recomendaciones RPM-95 y RPX-95, se establecen los criterios para determinar los valores de E_d , C_d , S_d y R_d que intervienen en la verificación estructural.

En principio, para cada situación de cálculo, habrá que evaluar todos los casos de combinaciones posibles de las acciones, de acuerdo con los formatos establecidos en la IAP, de manera que se pueda confirmar que todas las secciones o elementos que componen la estructura cumplen las condiciones de seguridad correspondientes a los estados límite de servicio y a los estados límite últimos.

En la práctica, el ingeniero experimentado podrá reducir considerablemente el número de combinaciones e identificar las secciones y elementos más críticos, sobre los que debe enfocar prioritariamente la atención. El modelo de cálculo debe plantearse, por otra parte, para destacar los resultados de los cálculos en las secciones o elementos más críticos y favorecer así su interpretación.

Estos formatos de seguridad para los estados límite últimos pueden ser de imprecisa aplicación cuando se aborda el cálculo de una estructura por métodos no lineales, en los que las sollicitaciones y la respuesta estructural son interdependientes. Al tratar en el capítulo 4 sobre el Análisis Estructural, se tratará también de esta cuestión.

2.8 CRITERIOS DE DURABILIDAD

2.8.1 Generalidades

Los puentes se proyectan, construyen y conservan para que su funcionalidad, aspecto y seguridad perduren a lo largo de toda su vida útil. La garantía de cumplimiento de estos objetivos se basa en la verificación de un modelo de la geometría estructural y de las características de sus materiales. Si con el paso del tiempo variasen significativamente la geometría o las características de los materiales, se pondría en entredicho la validez del modelo de verificación utilizado y con ello la funcionalidad, aspecto o seguridad de la obra.

Por tanto, la durabilidad, es decir, la persistencia en el tiempo de la geometría de la estructura y de las características de los materiales, es un concepto que, intrínsecamente, es parte esencial de la filosofía de seguridad con la que verificamos las estructuras.

Para lograr estructuras de acero duraderas se debe prestar atención, en la etapa de proyecto, al diseño de detalles que, por una parte, no favorezcan el inicio de la corrosión y que, por otra, permitan eliminarla o minimizarla cuando se ha iniciado. Ello requiere la adopción de medidas como las siguientes:

- a) La protección mediante pintura de todas las superficies metálicas de todos los aceros estructurales, excepto los de resistencia mejorada a la corrosión, a los que se hace referencia más adelante. No nos referiremos a otros procedimientos de evitar la corrosión, como son el galvanizado o las protecciones catódicas que son de uso menos frecuente en puentes. El uso de aceros inoxidables queda fuera del alcance de estas Recomendaciones.
- b) La eficacia de la pintura (además de por sus cualidades específicas, espesor y calidad de la adherencia a la superficie metálica), se verá favorecida con la adopción de detalles que eviten la acumulación de suciedad y humedad, que propicien el inicio y la progresión de la corrosión.
- c) La protección con pintura no es eterna, aunque su adecuada elección y construcción puede favorecer su eficacia y dilatar el tiempo entre operaciones de repintado. Es, por tanto, necesaria la accesibilidad visual y material a todas las superficies de la estructura.
- d) La evacuación del agua de lluvia, contaminada al circular sobre la plataforma del puente, debe concebirse para que no incida sobre los

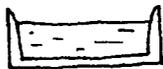
elementos estructurales. Especial atención requiere la recogida de aguas que se pueden filtrar a través de las juntas de dilatación, elementos de delicada colocación y conservación, cuyo número hay que tratar de reducir al mínimo.

- e) La adecuada impermeabilización del tablero de los puentes mixtos es imprescindible para mitigar los riesgos de corrosión de las armaduras, y para impedir el paso del agua al interior de cajones metálicos cuando sea ésta la tipología escogida para el puente. La utilización de armaduras galvanizadas o protegidas con resinas epoxi en las zonas más críticas, puede contribuir a minimizar la corrosión de estas armaduras, lo que, desafortunadamente, sólo se suele exteriorizar cuando está en avanzado desarrollo.

A continuación, se presentan y comentan algunos detalles que ilustran los conceptos anteriores:

TIPO DE DETALLE

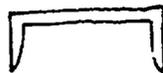
COMENTARIO



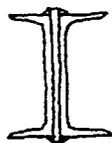
A EVITAR



Se debe evitar este tipo de detalle que, al producir acumulación de agua y suciedad, genera corrosión. Si no pueden evitarse colocando los perfiles en posición invertida, prever al menos algunas perforaciones en la chapa de fondo para drenar el agua, asegurando, por otra parte, la accesibilidad para limpieza y un mantenimiento frecuente.

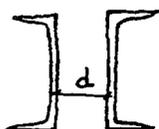


ALTERNATIVAS



A EVITAR

Se debe evitar el apareamiento de perfiles, que crean superficies inaccesibles. Una separación mínima de 100 mm es aconsejable. De no ser posible, conviene que la chapa de atado entre perfiles sea continua y forme parte de la sección estructural.

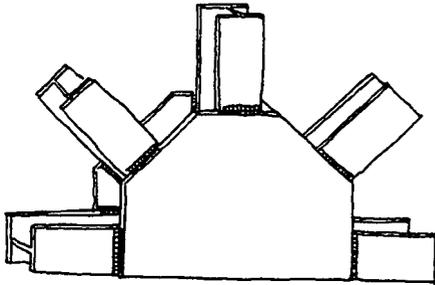


$d \geq 100 \text{ mm}$

ALTERNATIVA

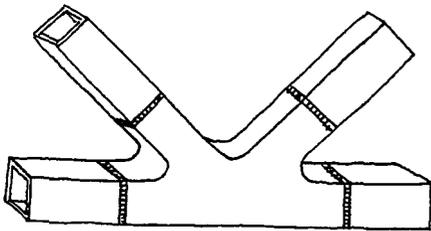
TIPO DE DETALLE

COMENTARIO

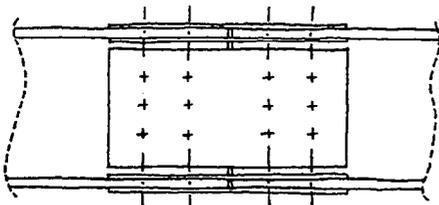


A EVITAR

Hay que evitar nudos en los que se produzcan rincones inaccesibles que favorezcan la acumulación de humedad y suciedad. Una adecuada concepción del nudo, y la utilización de uniones soldadas, permiten lograr nudos más eficaces y menos sensibles a la corrosión.

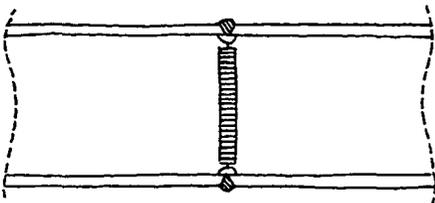


ALTERNATIVA



UNIÓN ATORNILLADA

Las uniones atornilladas generan obviamente situaciones de mayor riesgo frente a la corrosión, por ello deben tratar de situarse en zonas protegidas o alejadas de juntas y puntos de vertido.

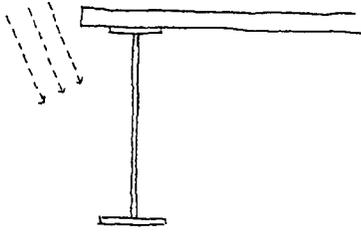


UNIÓN SOLDADA

Las uniones soldadas, adecuadamente ejecutadas, son más eficientes desde este punto de vista.

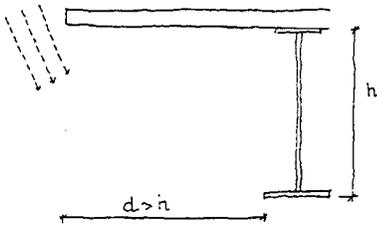
TIPO DE DETALLE

COMENTARIO

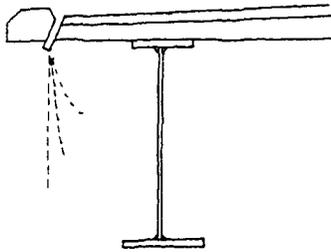


El vuelo de la losa favorece la protección de las vigas de borde y de las superficies externas de los cajones, de la agresión del agua de lluvia agravada por la influencia del viento.

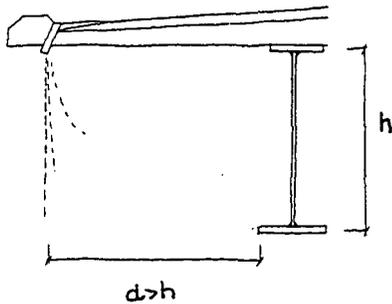
A EVITAR



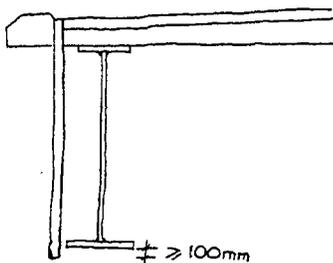
DETALLE CORRECTO



A EVITAR

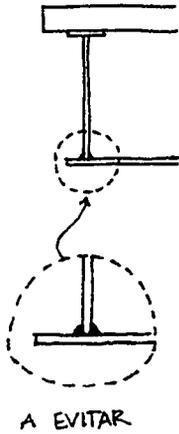


Los tubos de drenaje deben estar suficientemente alejados del borde de las vigas o bien tienen que tener una longitud que asegure que, con el efecto del viento, los vertidos no alcanzan las vigas de borde. En este caso, hay que evaluar las consecuencias que se derivan para la estética del puente. La canalización de las aguas recogidas por el sistema de drenaje superficial y su vertido en lugares específicos, es otra posible solución.

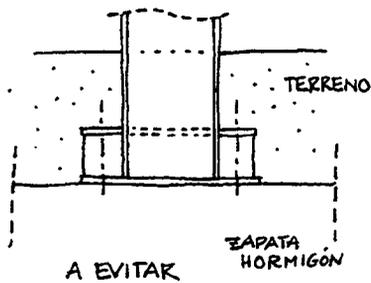
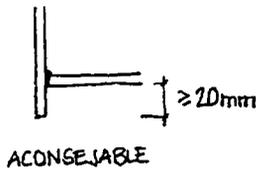


TIPO DE DETALLE

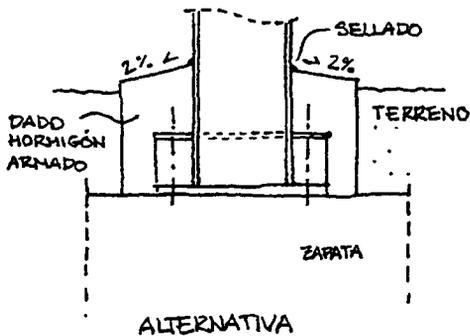
COMENTARIO



Cuando en las secciones mixtas en cajón el vuelo es muy reducido y no protege el paramento exterior, el detalle de la unión del alma con el fondo del cajón conviene que se resuelva tal como se aconseja en el esquema adjunto.



La parte metálica de las estructuras no debe estar en contacto con el terreno. Si las basas y anclajes no pueden situarse por encima del terreno, conviene protegerlos con un dado de hormigón armado y un sellado en el punto de encuentro del pilar metálico con el hormigón. Hay que evitar, asimismo, que el agua se estanque en la coronación de la protección de hormigón.



Por otra parte, en relación con el hormigón estructural de los puentes mixtos, se deben seguir los criterios que recoge la EHE y los que exige la buena práctica profesional para asegurar la durabilidad del hormigón, controlando los

recubrimientos, favoreciendo un eficaz hormigonado, cuidando los detalles y especificando y construyendo hormigones poco permeables.

2.8.2 Sobreespesores en superficies inaccesibles

Un problema específico, desde el punto de vista de la corrosión, se plantea en las secciones cerradas, entre las que conviene distinguir aquéllas construidas con perfiles huecos cuya superficie interior, obviamente, es inaccesible y por tanto no puede pintarse. En este último caso, es recomendable sellar mediante soldadura los extremos de los tubos para que éstos queden completamente estancos y, antes de proceder a su sellado, eliminar la humedad que puede quedar en su interior. Es opinión extendida que, en estas condiciones, la imposibilidad de renovación de aire húmedo hace que la corrosión interior, si llega a iniciarse, no progrese.

Un caso particular es el de los rigidizadores cerrados, en particular, los que se utilizan en la rigidización longitudinal de las llamadas losas ortótropas, que conviene sellar en toda su extensión para impedir la entrada y renovación de aire húmedo. En estas condiciones, es habitual no exigir sobreespesores a las secciones huecas y tampoco sería exigible la limitación del espesor mínimo a 8 mm, que sí se debe mantener para el resto de elementos estructurales.

En el caso de secciones en cajón, siempre que sus dimensiones lo permitan, es recomendable que su interior sea visitable, previendo, para ello, una adecuada accesibilidad, ventilación e iluminación del cajón. En estas circunstancias, el tratamiento de las superficies internas podría ser análogo al de la superficie exterior. Sin embargo, si los dispositivos de acceso evitan el paso de la humedad y suciedad, de aves o roedores, las condiciones ambientales serán mejores que las que soportarán las superficies a la intemperie.

Otro procedimiento que se utiliza en grandes obras y en ambientes muy agresivos es, además de una pintura de protección interior, la instalación de equipos de deshumidificación que mantengan la humedad del aire en el interior del cajón por debajo del límite que propiciará el inicio de la corrosión. Existen algunas estructuras construidas con este procedimiento en las que se han concebido las instalaciones adecuadas para que la humedad relativa del aire no supere el 40%.

Cuando los cajones tengan dimensiones reducidas, no será posible acceder a ellos una vez concluida la obra. En estos casos, sería preferible mantener el hermetismo

del cajón, aunque dicho objetivo no se pueda cumplir plenamente, debido a algunas de las razones que se apuntan a continuación.

Por una parte, en el caso de los tableros mixtos, la losa de hormigón no es absolutamente impermeable al aire y puede no serlo al agua, que podría filtrarse a través de la losa. Por otra parte, durante el proceso constructivo, cuando el cajón aún no esté coronado por la losa, hay que prever desagües en el fondo del cajón para eliminar el agua de lluvia. El cierre posterior de dichos huecos a veces no es posible y en ocasiones no es deseable porque, en los procesos de soldadura, se pueden generar tensiones y deformaciones indeseables. En cualquier caso, si el cajón es cerrado, se recomienda tomar las dos precauciones siguientes:

- proteger mediante la pintura recomendada en el texto de las Recomendaciones o mediante otra de naturaleza similar
- incrementar el espesor de la chapa, sobre la cifra estrictamente necesaria, en 1,5 mm, lo que corresponde aproximadamente a lo que se establece como sobre-espesor de superficies inaccesibles en ambientes poco contaminantes para la vida útil del puente de 100 años.

Por otra parte, en puentes de vigas, así como en superficies exteriores de secciones en cajón, pueden existir áreas que sean inaccesibles a la inspección y a la conservación. Puede ser el caso, por ejemplo, de las superficies de los diafragmas extremos situados del lado del muro de contención de tierras, o de chapas de reparto sobre los apoyos del puente. En estos casos, hay que recordar la necesidad de incrementar los espesores teóricos, tal como se establece en las Recomendaciones. Lógicamente, la importancia de estos sobre-espesores es función de la agresividad del medio ambiente. Por ello, es natural extremar las medidas para evitar superficies inaccesibles en aquellos casos en que la obra se construya en áreas de alta o media agresividad en el momento de construir el puente o en zonas donde el desarrollo industrial haga posible la creación de futuras industrias contaminantes.

El carácter cerrado de un cajón lleva consigo que el aire en su interior se puede encontrar a diferente temperatura del aire exterior. Ello implica la existencia de una sobrepresión o subpresión que actuará sobre todas las superficies del cajón. El valor en cuestión, de acuerdo con las leyes de la termodinámica, se establece mediante la conocida expresión:

$$\Delta P = P_o \frac{\Delta T}{T_o}$$

siendo:

- T_o temperatura del aire exterior, en grados Kelvin
- ΔT diferencia de temperatura entre el aire en el cajón y el aire en el exterior
- P_o presión atmosférica que, a estos efectos, podemos considerar igual a 100 kN/m^2

No hay datos experimentales que permitan establecer el valor de cálculo de ΔT , lo que permitiría determinar el valor de ΔP , con el que habría que hacer las verificaciones estructurales oportunas. Si consideramos una variación de $\pm 25^\circ\text{C}$, en torno a una temperatura de referencia de 10°C , equivalente a 283 grados Kelvin, tendríamos:

$$\Delta P = 100 \frac{25}{283} = 8,8 \text{ kN / m}^2$$

cifra significativa que habrá que tomar en consideración para verificar la estructura.

2.8.3 Aceros con resistencia mejorada a la corrosión

Los aceros con resistencia mejorada a la corrosión ("weathering steels" en la terminología anglosajona), si se utilizan correctamente, no necesitan proteger su superficie mediante pinturas y, en consecuencia, eliminan también la necesidad de su conservación.

Sin embargo, el uso inadecuado de este tipo de aceros ha provocado problemas significativos en algunos puentes, lo que ha puesto de manifiesto que no deben utilizarse indiscriminadamente.

En concreto, en EE UU existen algunos Estados en los que, a la vista de experiencias anteriores, se desaconseja su uso. En otros, se continúa utilizando este tipo de aceros pero en determinadas condiciones.

Conviene recordar que este tipo de aceros resiste mejor a la corrosión porque la aleación con pequeñas cantidades de cromo y níquel, principalmente, generan una primera capa de óxido que, al contrario de lo que sucede con los aceros no aleados, son impermeables y, por tanto, evitan el progresivo avance de la corrosión. Para que la pátina impermeable se produzca, el acero tiene que estar sometido a ciclos alternados de humedad y sequedad. Por otro lado, la contaminación del aire puede evitar la formación de la pátina o hacerla ineficaz. Los detalles constructivos son también esenciales, puesto que deben evitar que el

acero se encuentre permanentemente húmedo y que se produzcan circulaciones de agua que arrastrarían consigo la pátina impermeable anulando en consecuencia su efecto.

Algunos de los factores que hay que tener en cuenta al evaluar el interés de uso de este tipo de acero, son los siguientes:

1º) *Influencia de la localización de la obra y de las condiciones ambientales del entorno.*

El uso de este tipo de acero puede ser problemático, por ejemplo, en los casos siguientes:

- *En las proximidades del mar,* la salinidad del aire puede dificultar o impedir la formación de la pátina impermeable. La agresividad del aire marino depende no solamente del grado de concentración de sales de cloro, sino de la influencia de los vientos, que hará penetrar el aire marino en mayor o menor extensión en las zonas costeras, y de que la propia obra se encuentre en una zona más abrigada o, por el contrario, esté más expuesta a las corrientes de aire provenientes del mar.

Por otra parte, el grado de salinización del aire puede variar significativamente de unos lugares a otros. Como ejemplo, se puede citar que la concentración de iones cloro medidos en diferentes lugares de la Costa Oeste americana, variaron entre 0,6 y 22,6 mg/l.

El criterio para aceptar el acero sin proteger en zonas marítimas deberá basarse en un valor límite del contenido de iones cloro y, también, en la experiencia acumulada en la zona sobre la corrosión inducida por el aire salino. En cuanto al máximo valor admisible en el Reino Unido, el Departamento de Transportes (documento DB/7/81) limita a 0,1 mg/100 cm²/día. En Estados Unidos, algunas publicaciones técnicas sugieren valores más elevados: hasta 0,5 mg/100 cm²/día.

- *En áreas geográficas con industrias pesadas, plantas químicas y otras industrias contaminantes,* las impurezas químicas vertidas al aire pueden también impedir la formación de la pátina impermeable. En el documento inglés ya citado se identifica el umbral de utilización de aquellos tipos de aceros en ambientes con concentraciones de SO₃ inferiores a 2,1 mg/100 cm²/día.

- *En zonas de frecuentes lluvias, alta humedad o nieblas persistentes*, en las que la superficie de acero puede estar permanentemente húmeda, tampoco se deben utilizar estos aceros porque al no producirse los ciclos alternados de humedad-sequedad, no se producirá la pátina de protección impermeable. Un caso particular es el de los tableros de puentes próximos a la superficie de un río o lago: las condensaciones pueden mantener permanentemente húmeda la superficie del acero, sobre todo si la obra está localizada en un área poco ventilada.
- *En zonas de frecuentes heladas*, en donde se utilicen habitualmente sales para favorecer el deshielo, no es tampoco aconsejable utilizar estos aceros en tableros con poco gálibo en relación con la carretera sobre la que se ha construido. Las sales de deshielo pueden generar una atmósfera agresiva, sobre todo si la anchura del puente es grande y se produce un cierto efecto túnel. El documento inglés BD/7/81 limita por ello a 7,5 metros la altura mínima a la que debe encontrarse el tablero de una calzada sujeta a frecuentes aplicaciones de sales de deshielo.

2º) *Influencia de los detalles y de los procesos de construcción*: es importante tomar un conjunto de precauciones que aseguren, primero, que la pátina impermeable se pueda formar y, segundo, que dicha pátina permanezca a lo largo de la vida de la obra. Conviene prestar atención, entre otros, a los siguientes aspectos:

- *El drenaje del puente* debe ser concebido de manera que no se produzca concentración de vertidos sobre ninguna superficie del acero, lo que provocaría el arrastre del óxido de protección y, por consiguiente, la corrosión no se vería frenada.
- Hay que poner un especial énfasis en la concepción de los *detalles de la estructura metálica* y, en particular, de los nudos y encuentros de los diferentes elementos estructurales, que deberán impedir la acumulación de humedad y suciedad, y favorecer el vertido del agua que pudiese incidir sobre la estructura.
- Las *marcas, manchas de hormigón y de cualquier otro tipo*, deben eliminarse porque impedirían la formación de la pátina impermeable. En particular, hay que extremar las precauciones para que, durante los procesos de hormigonado de la losa de los tableros mixtos, la lechada que se puede filtrar a través de las juntas de los encofrados no ensucie la superficie del acero.

Otros aspectos que hay que tener presentes al concebir, proyectar y construir obras con este tipo de acero, son los relacionados con la preparación de la superficie para lograr un efecto estético uniforme y atractivo, y la atención durante los procesos de transporte y manipulación de piezas. Los materiales para la unión de las diferentes piezas, requieren también una atención prioritaria. Así, los electrodos utilizados en las soldaduras deberán tener una composición análoga a la del material de base para asegurar sus características mecánicas, la formación de la pátina impermeable en la zona soldada y una coloración uniforme del material de base y de la unión soldada.

En todo caso, cuando se decida la utilización de este tipo de acero, para poder prescindir de las pinturas, es recomendable aumentar en 1 mm el espesor teóricamente necesario de las superficies exteriores. En un ambiente adecuado, el ritmo de corrosión de los aceros con resistencia mejorada a la corrosión no debería superar las 7,5 $\mu\text{m/año}$, lo que equivale a una disminución de espesor máximo en los 100 años de vida útil del puente de:

$$7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0,75 \text{ mm}$$

cifra que justifica la necesidad del sobre-espesor recomendado.

Por otra parte, con los conocimientos actuales disponibles respecto al comportamiento de las superficies cerradas e inaccesibles para la conservación, se recomienda en el texto la protección con la pintura especificada u otra de características análogas, también para este tipo de acero.

Por último, conviene recordar el riesgo de que el agua que circula sobre la superficie oxidada de este tipo de acero, al caer, deje un rastro de óxido y manche a las personas y las superficies expuestas al vertido.

2.9 DOCUMENTOS DEL PROYECTO

2.9.1 Generalidades

Es tradicional, y así está recogido en la "Instrucción de Hormigón Estructural", que un Proyecto esté constituido por los siguientes documentos: *Memoria* y sus *Anejos*, *Planos*, *Pliego de Prescripciones Técnicas y Mediciones y Presupuesto*.

Los *Planos* definen la obra que hay que ejecutar, con el detalle suficiente para que pueda ser ejecutada.

En el *Pliego*, se especifican las características de los materiales que se van a utilizar, cómo deben ejecutarse las diferentes unidades de obra y la forma de llevar a cabo su medición y abono.

En la *Memoria*, debe describirse la obra a ejecutar y justificarse la solución adoptada. En los *Anejos*, deberán quedar bien documentados la información y los cálculos en que se basa la justificación, el dimensionamiento de la estructura proyectada y el programa de trabajos que justifica el plazo de ejecución establecido.

Finalmente, en las *Mediciones y Presupuesto*, se cuantifica la magnitud de las diferentes unidades de obra, se establecen los precios unitarios y los presupuestos parciales y generales de la obra.

A continuación se resume esquemáticamente la razón de ser de los documentos de un Proyecto:

<u>Documento</u>	<u>Define</u>
PLANOS	Qué hay que hacer
PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS	Cómo hay que hacerlo y cómo hay que valorarlo
MEMORIA	Por qué hay que hacerlo y cuándo hay que hacerlo
MEDICIONES Y PRESUPUESTO	Cuánto cuesta el hacerlo

Siendo éste el formato tradicional y lógico de los documentos de un Proyecto, que constituirá la base para la licitación y para el contrato de las obras, en el texto de las Recomendaciones se ha puesto énfasis sobre algunos aspectos que son más importantes o específicos en el proyecto de un puente metálico o mixto.

Así, se recomienda la elaboración de un *Anejo* específico en el que se describa y detalle el *proceso constructivo*, que lógicamente debe ser coherente con el dimensionamiento de la estructura que figurará en el Anejo de cálculo. Las diferentes etapas del proceso de construcción deben quedar descritas con la minuciosidad exigible por la naturaleza y envergadura del puente:

- a) *Fabricación en taller*: dimensiones de las piezas y síntesis de especificaciones y controles de calidad. También se incluirán las contraflechas previstas en el proceso de fabricación.
- b) *Transporte en obra*, estableciendo, cuando no resulten evidentes, los medios de manipulación de las piezas, el asiento y sujeción de las piezas en los medios de transporte, el itinerario, necesidad de permisos especiales, la existencia o necesidad de buena accesibilidad al sitio y las características de la playa e instalaciones previstas para almacenar y proceder a ensamblar las piezas.
- c) *Montaje de las piezas*, estableciendo los medios específicos que requerirá dicho montaje, confirmando su accesibilidad, ausencia de obstáculos (líneas de energía eléctrica, por ejemplo, ...) y previendo, para mitigarlos, las consecuencias de incidentes por choques de vehículos con elementos estructurales provisionales o definitivos, por asientos de apoyos de grúas u otros. También se especificarán los procedimientos de unión de las diferentes piezas y los medios para asegurar su correcto asiento en los apoyos previstos, evitando el riesgo de inestabilidades que pueden manifestarse en esta etapa de la construcción.
- d) *Hormigonado del tablero de los puentes mixtos*: se describirán con detalle suficiente los sistemas previstos para el encofrado de la losa, la estimación del peso adicional que actuará sobre la estructura y las etapas previstas para el hormigonado.
- e) *Control de montaje*: se resumirán también en este *Anejo* las flechas u otros parámetros cuya medición forme parte del control de la estructura durante su proceso de montaje.

Se recomienda también la preparación de un *Anejo* específico de *protección y conservación*, en el que se sinteticen las medidas previstas en el proyecto para asegurar una adecuada protección del acero estructural del puente, y en el que se establezca la naturaleza y frecuencia de las operaciones de conservación coherentes con la concepción y dimensionamiento del puente. En particular, en

este *Anejo* se describirá, en el caso de los aceros protegidos mediante pintura, la preparación exigida para las superficies, la composición y espesores de las diferentes capas, su color y la localización y etapas en que serán aplicadas. En el caso de aceros resistentes a la corrosión, las características del tratamiento de superficies, el momento en que se vayan a aplicar y las medidas de protección de las superficies tratadas durante los procesos de montaje y hormigonado.

También se describirán en este *Anejo* las características del sistema de impermeabilización del tablero, de las juntas, de los apoyos y de sus posibilidades de sustitución, así como del conjunto del sistema de drenaje previsto para el puente.

Toda la información de este *Anejo* deberá incorporarse, con el nivel de detalle adecuado, a los documentos contractuales del Proyecto: *Planos, Pliego de Prescripciones y Mediciones y Presupuesto*.

Entre los *Planos* que debe incluir el proyecto de un puente metálico o mixto, se hace específica mención a los de *detalle* y a los de *auscultación*. Los *Planos de detalle* y los de *conjunto* deberán definir inequívocamente la geometría y dimensiones de la obra y sus contraflechas de ejecución. Asimismo, incluirán los datos necesarios de rigidizadores, diafragmas, zonas de apoyos e introducción de cargas puntuales que permitan asegurar una adecuada ejecución, control y conservación de la obra, para que sirvan como base de los planos de fabricación en taller de la estructura.

En los *Planos de auscultación*, se definirá la naturaleza de las medidas a tomar (desplazamientos, giros, deformaciones unitarias,...), los puntos de la estructura que se utilizarán para las mediciones y la naturaleza de los aparatos de medida, confirmando la accesibilidad para su colocación y medición posterior. Estas medidas se pueden tomar, con carácter general, en tres etapas:

- a) *Durante la construcción*, como parte del proceso de control de ejecución.
- b) *En la prueba de carga* de la estructura construida, antes de que entre en servicio.
- c) *Durante la vida de la estructura*, como parte de las operaciones de conservación o en los *procesos de seguimiento e investigación* del comportamiento del puente en servicio, que se hayan decidido implantar.

2.9.2 Procedimiento constructivo

El proceso constructivo de un puente metálico o mixto está íntimamente relacionado con su dimensionamiento, con los valores de las contraflechas establecidas para alcanzar la geometría buscada, así como con las previstas durante los controles de ejecución y durante las pruebas de carga y seguimiento de su comportamiento en servicio. Por ello, cuando la empresa que va a construir la estructura quiera proponer un proceso alternativo que se adecúe mejor a sus medios y a su experiencia y que suponga una mejora en plazo, seguridad o coste de lo inicialmente establecido, su propuesta deberá ir documentada, al menos, con la extensión y el nivel de precisión exigible a los documentos correspondientes del proyecto. En ocasiones, los cambios del proceso de construcción (piénsese, por ejemplo, en el caso en que se decida sustituir la construcción apeada de una losa en un puente mixto, por otro sistema que no necesite apeo), pueden afectar significativamente al dimensionamiento, lo que llevará a la necesidad de reevaluar y eventualmente reconsiderar espesores y geometría de los elementos que constituyen el puente. Por ello, la propuesta de cambios debe contar con el visto bueno del responsable del proyecto y debe contar con la lógica autorización del Director de la obra, que deberá ser adecuadamente informado de las consecuencias del cambio que debe autorizar.

2.9.3 Anejo de cálculo

La calidad de un Anejo de cálculo no se mide por su extensión, sino por su claridad y porque abarque, coherentemente, todos los elementos estructurales del puente. Es importante, también, recordar que una de las finalidades del Anejo de cálculo es la de permitir confirmar, durante los procesos de control de calidad, la ausencia de errores en el dimensionamiento de la obra. Por todo ello, en este Anejo deben relacionarse ordenadamente las diferentes situaciones de cálculo, los esquemas estructurales consiguientes, las simplificaciones aceptadas, las acciones que se consideran y su combinación. Es muy deseable, para que el Anejo pueda cumplir su finalidad, que se incluyan gráficos con los resultados esenciales que han servido de base para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales. Es imprescindible, también, establecer con claridad los modelos estructurales e informar de los cálculos que han servido para dimensionar los elementos singulares de la estructura, como son: nudos, rigidizadores, diafragmas intermedios, diafragmas de apoyos y otras zonas en las que se introducen las cargas. En el caso de puentes mixtos, debe incluirse un capítulo específico describiendo la metodología empleada para la definición de los pernos conectadores y las características de éstos. También debe figurar un capítulo

explícito en el que se recojan los valores de las flechas que han servido de base para la determinación de las contraflechas.

2.9.4 Cálculos de ordenador

La proliferación de programas de cálculo hace particularmente necesario disponer de una descripción clara y precisa de las hipótesis utilizadas y de los resultados que producen. En particular, se deberá indicar el origen de los programas, sus autores y las referencias y procedimientos que garantizan la bondad de los resultados obtenidos.

2.9.5 Protección y conservación

El texto de las Recomendaciones recuerda que todas las medidas relacionadas con la protección y conservación deben quedar definidas en todos los documentos del proyecto: memoria, planos, pliego de prescripciones técnicas y presupuesto. En particular, en el Anejo de protección y mantenimiento debe figurar, como ya se ha comentado anteriormente, una síntesis de todas las medidas que al respecto se han contemplado en el proyecto, y que han debido quedar incorporadas en los diferentes documentos que lo configuran.

2.9.6 Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares

Como es habitual en el Pliego, se deben especificar los materiales y la forma de ejecución, medición o abono de las diferentes unidades de obra que conforman el Proyecto. Será suficiente, siempre que ello sea posible, hacerlo por referencia al Pliego General de Condiciones de la Dirección General de Carreteras o algún otro documento reconocido, completando la referencia con la información o las exigencias específicas para el Proyecto en cuestión.

Además, el Pliego de un Proyecto de puente metálico o mixto debe contemplar, en coherencia con lo establecido en el resto de documentos del proyecto, aquellos tratamientos, térmicos o de otra naturaleza, previstos para distensionar zonas de la estructura que se hayan identificado como potenciales zonas de acumulación de tensiones residuales que se deben mitigar. Estos tratamientos deben ser especificados detalladamente y deben ser objeto de una valoración específica e individualizada en el presupuesto de la obra.

En el Pliego, se deben establecer los procedimientos de soldaduras considerados admisibles y el sistema para que pueda ser evaluado y aprobado el procedimiento que el constructor proponga para ser empleado en la ejecución de la obra, tanto en fase de taller como en las diferentes etapas de montaje de la estructura metálica.

El Pliego debe contemplar también los criterios para desarrollar un plan específico de control de calidad de la obra, tomando como base lo establecido en el capítulo 10 de las RPM-95 y en el capítulo 11 de las RPX-95, así como el procedimiento para aceptar dicho plan, las tolerancias que se considerarán admisibles en los parámetros que serán objeto de control y las medidas a tomar en caso de que se produzcan disconformidades.

2.9.7 Puentes singulares o de luces superiores a 100 m

El proyecto de puentes de geometría compleja con marcados esviajes, los situados en tramos con significativa curvatura, los de gran esbeltez, los resueltos con elementos atirantados o pretensado exterior, aquéllos en los que son posibles asientos significativos o en los que se ha decidido recurrir a la desnivelación de apoyos como sistema para controlar su comportamiento, tiene mayores incertidumbres en la determinación de los modelos de cálculo. Por tanto, aumenta la probabilidad de tener mayores diferencias entre el comportamiento previsto y el comportamiento real. Por ello, en estos casos, se recomienda establecer un proceso de auscultación que favorezca el control de comportamiento, tanto durante las diferentes situaciones que se producen durante la ejecución, como con el puente acabado antes de su entrada en servicio, como durante su vida útil.

También son recomendables estas precauciones en puentes con procesos de construcción evolutivos en los que, en particular, el control de flechas es esencial o en los que se requiere la aplicación de fuerzas exteriores (caso, por ejemplo, de cierre de arcos construidos por voladizos) para que la geometría final de la obra esté dentro de límites tolerables.

Otros casos en los que la auscultación puede ser particularmente recomendable son aquéllos en los que la anchura del tablero es muy grande en relación con la luz. En esos casos, la anchura eficaz y las flechas y deformaciones que resultan son más inciertas que en estructuras con un comportamiento más próximo al de una viga.

En obras de gran envergadura, calificativo que en el texto de las Recomendaciones se ha asignado, convencionalmente, a puentes de más de 100 metros de luz, es también recomendable establecer un exigente proceso de auscultación y un riguroso análisis de los resultados, recogidos en un documento completo, ordenado y de interpretación sencilla.

En los casos anteriores, es recomendable también prestar especial atención al Anejo de conservación y explotación, al que se ha hecho referencia anteriormente, y cuyo contenido mínimo se relaciona en el texto de las Recomendaciones.

Los puentes de gran esbeltez, en su conjunto o en algunos de sus elementos, o situados en parajes particularmente expuestos o con tipologías poco habituales, en los que los métodos habituales para la evaluación de los efectos provocados por el viento son de incierta aplicación, deben ser objeto de un análisis específico. Esto puede exigir o hacer recomendable la realización de ensayos en túnel aerodinámico, lo que debe quedar recogido en un Anejo específico. Esta situación se plantea en particular en el caso de algunas pasarelas, en las que la escasa magnitud de las sobrecargas y el interés de la transparencia visual de la obra, origina estructuras de una gran esbeltez, en las que las ráfagas de viento pueden generar vibraciones inaceptables desde el punto de vista funcional.

El recuerdo del desastre del puente colgante de Tacoma en EE UU, en los años 40, ilustra la importancia que puede llegar a tener la adecuada consideración de la acción del viento en la concepción y dimensionamiento de las estructuras.

También conviene recordar que, en ocasiones, durante los procesos de construcción se producen situaciones que pueden ser muy sensibles a ráfagas de viento, incluso de menor intensidad que las utilizadas para dimensionar la obra acabada.

2.9.8 Verificación de la calidad del proyecto

El proceso de aseguramiento de calidad de un puente tiene uno de sus eslabones más significativos en el control del proyecto. Los proyectos realizados para las Administraciones Públicas, al estar sujetos a la Ley de Contratos con dichas Administraciones, deben ser supervisados. El capítulo 10 de las RPM-95 y el capítulo 11 de las RPX-95 están referidos a los procesos de verificación de la calidad de los proyectos y de las obras.

2.10 CRITERIOS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES MIXTOS ARMADOS

Al ser los puentes con losa de hormigón armado unos de los más frecuentemente utilizados entre los puentes mixtos, se ha incluido este artículo en las RPX-95, para recordar el interés de limitar, siempre que sea razonablemente posible en función de las circunstancias que condicionan el proyecto (plazos o procesos de construcción, por ejemplo), el riesgo de fisuración del hormigón durante los procesos de construcción y de limitar, también, la flexibilidad de la estructura que soporta el peso del hormigón fresco. El análisis recomendado en el texto contribuirá, cuando menos, a identificar diferentes alternativas de hormigonado y a evaluar sus ventajas e inconvenientes. En cualquier caso, hay que recordar que el dimensionamiento de la estructura, la verificación de sus estados límite y la determinación de contraflechas de ejecución, deben ser coherentes con el proceso de hormigonado establecido y que, si éste se cambia, habrá que modificar los aspectos afectados por el cambio.

3. MATERIALES

ÍNDICE

	Pág.
3. MATERIALES	
3.1 GENERALIDADES.....	59
3.2 ACERO ESTRUCTURAL.....	59
3.2.1 VALORES NOMINALES.....	59
3.2.2 CONDICIONES DE DUCTILIDAD.....	62
3.2.3 TENACIDAD DE FRACTURA	62
3.2.4 CARACTERÍSTICAS COMUNES A TODOS LOS ACEROS ESTRUCTURALES	71
3.3 ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR.....	72
3.4 ACEROS FORJADOS Y COLADOS PARA PIEZAS ESPECIALES.....	72
3.5 CABLES PARA TIRANTES	72
3.6 HORMIGÓN.....	72
3.7 ELEMENTOS DE UNIÓN	
3.7.1 TORNILLOS, TUERCAS Y ARANDELAS	73
3.7.2 ELECTRODOS PARA SOLDADURAS.....	73
3.8 PERNOS CONECTADORES.....	73
3.9 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	75

3. MATERIALES

3.1 GENERALIDADES

En puentes metálicos y mixtos, la elección de los diferentes materiales que se van a utilizar en la obra es una de las decisiones más importantes de la etapa del proyecto. Sus características más importantes suelen quedar especificadas en las normativas que se relacionan en el texto de las Recomendaciones, la cuáles se suelen ir actualizando periódicamente.

Por otra parte, en particular en el caso de los aceros estructurales, el progreso en los conocimientos y en la tecnología de fabricación de los materiales, ha dado lugar a que la industria ofrezca nuevas posibilidades que no podrían ser utilizadas si los textos normativos estuviesen redactados con una voluntad imperativa. No es el caso de las Recomendaciones que, por su mismo carácter, deben hacer posible el uso de los materiales más adecuados para los fines que se persiguen por el proyectista.

Por ello, las Recomendaciones admiten otros tipos de acero diferentes a los expresamente relacionados en el articulado y en la normativa española en vigor. Es lógico, sin embargo, que el uso de aceros con nuevas características químicas y mecánicas esté avalado por normativas internacionales reconocidas y rigurosas, y que hayan sido utilizados en algunas obras significativas de las que existan referencias detalladas. En concreto, las condiciones de ductilidad, tenacidad y la existencia de procedimientos de soldadura, satisfactoriamente experimentados, deben ser objeto de especial atención y deben ser comparados con los de los aceros más habituales para confirmar el interés de su utilización en el caso concreto que se esté estudiando.

En el texto se establece, además, que los valores nominales de las características mecánicas de los aceros se deben considerar como valores característicos para los cálculos estructurales.

3.2 ACERO ESTRUCTURAL

3.2.1 Valores nominales

Los trabajos europeos de normalización han establecido una denominación común para todos los aceros, por lo que se debe desterrar la tradicional denominación que se venía utilizando hasta ahora. La equivalencia entre denominaciones antiguas y nuevas figura en los cuadros adjuntos tomados de las Recomendaciones.

TABLA 3.2.1.a) Características mecánicas de aceros incluidos en Norma UNE-EN 10025

DESIGNACIÓN DEL ACERO (1)	ANTIGUA DESIGNACIÓN SEGÚN UNE	ESPESOR NOMINAL t [mm]						TEMPERATURA [°C] para la cual la resiliencia mínima es 27 [J] (2) (6) (7)
		t ≤ 40		40 ≤ t ≤ 100		100 ≤ t ≤ 150		
		<i>f_y</i> [N/mm ²]	<i>f_u</i> [N/mm]	<i>f_y</i> [N/mm]	<i>f_u</i> [N/mm]	<i>f_y</i> [N/mm]	<i>f_u</i> [N/mm]	
S 235 JR S 235 JO S 235 J2G3 S 235 J2G4	AE 235 B AE 235 C AE 235 D	235	360	215	340	195	340	+ 20 0 -20 -20
S 275 JR S 275 JO S 275 J2G3 S 275 J2G4	AE 275 B AE 275 C AE 275 D	275	430	235	410	225	400	+ 20 0 -20 -20
S 355 JR S 355 JO S 355 J2G3 S 355 J2G4 S 355 K2G3 S 355 K2G4	AE 355 B AE 355 C AE 355 D	355	510	315	490	295	470	+ 20 0 -20 -20 -30 ⁽⁹⁾ -30 ⁽⁹⁾
S 355 J2G1W ⁽⁸⁾ S 355 J2G2W ⁽⁸⁾	AE 355 W1D AE 355 W2D	355	510	315	490	-	-	-20 -20

TABLA 3.2.1.b) Características mecánicas de aceros incluidos en Norma EN 10113

ACEROS DE GRANO FINO	LÍMITE ELÁSTICO MÍNIMO [N/mm]			TENSIÓN DE ROTURA MÍNIMA A TRACCIÓN [mm ²]	RESILIENCIA [J] (2)							POSICIÓN PROBETA (4)
	ESPESOR NOMINAL [mm]				TEMPERATURA DE ENSAYO [° C]							
	DESIGNACIÓN (1) (3)	≤ 40	> 40 ≤ 80		> 80 ≤ 100 (5)	+20	0	-10	-20	-30	-40	
S 460 N	460	410	400	550	55	47	43	40	-	-	-	l t
S 460 NL					63	55	51	47	40	31	27	l t
					40	34	30	27	23	20	16	

(1) Designación de los aceros según Norma UNE-EN 10027-1 y ECSS IC 10 (1993).

(2) Ejecución de los ensayos según Norma UNE 7475-1.

(3) Los aceros de grano fino están igualmente disponibles en la calidad M (tratamientos termomecánicos).

(4) t: perpendicular a la dirección de laminación.

l: paralelo a la dirección de laminación.

(5) Para espesores superiores a 100 mm, las características mecánicas se deberán especificar para cada caso particular.

(6) Válido para espesores nominales inferiores a 150 mm.

(7) Para perfiles laminados con espesores nominales superiores a 100 mm será preciso confirmar estos valores con el suministrador.

(8) Características según Euronorma Pr EN 10155/1992.

(9) Corresponde a una resiliencia de 40 [J] a una temperatura de -20 [°C].

El significado de la nueva denominación es:

S	"steel"
355	referencia al límite elástico en N/mm ²
J2	resiliencia mínima de 27 Julios a -20°C
K2	resiliencia mínima de 27 Julios a -30°C, equivalente a 40 Julios a -20°C
G3	grado de desoxidación: acero calmado
G4	acero especialmente calmado

En la tabla 3.2.1.a) se recogen, también, los aceros con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, que se identifica por la letra W ("weathering steels" en la terminología anglosajona).

En dicha tabla, figuran también los valores mínimos garantizados del límite elástico y de la tensión de rotura, en función del espesor de las piezas: a menor espesor mayor límite elástico, como consecuencia de los procesos de laminación que intervienen en su fabricación. El marcado escalonamiento de dichos valores se debe a que, en el momento de cerrar la elaboración del texto de las Recomendaciones, había quedado recogido así en el Eurocódigo 3 (ENV 1993-1-1), relativo a las estructuras metálicas, y era el fruto de un consenso. Siendo una decisión discutible que, por otra parte, estaba en cierto modo en contradicción con lo establecido en la Norma UNE-EN 10025, se decidió señalar explícitamente en el texto de las Recomendaciones, la posibilidad de utilizar los valores indicados en las Normas UNE 36 080 (actualmente UNE-EN 10025) y UNE-EN 10113, que en lo concerniente al límite elástico mínimo en N/mm², son los siguientes:

Designación	Espesor nominal en milímetros					
	≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150
S235	235	225	215	215	215	195
S275	275	265	255	245	235	225
S355	355	345	335	325	315	295

En la tabla 3.2.1b) de las Recomendaciones, se incluye también la información sobre algunos aceros de grano fino, especificados en la EN 10113. Conviene señalar, sin embargo, que los dos aceros expresamente referenciados S460N y S460L no son recomendables en la construcción de puentes por las dificultades que plantea su soldadura. Por el contrario, se están utilizando crecientemente, en Francia, por ejemplo, los aceros termomecánicos obtenidos en trenes de laminación muy potentes, que permiten que la fabricación se realice a temperaturas mucho más bajas que en los trenes de laminación convencionales, y con un posterior proceso de enfriamiento controlado. La industria siderúrgica europea puede suministrar en la actualidad chapas con dos tipos de acero

S 355M con espesores que alcanzan los 130 mm, y S 460 M con el que se pueden alcanzar chapas de 80 mm.

3.2.2 Condiciones de ductilidad

El acero que se utilice en la construcción de puentes metálicos y mixtos, deberá tener, en todo caso, la ductilidad definida por los tres parámetros medidos en una probeta tipo del material de base en el ensayo normalizado de tracción.

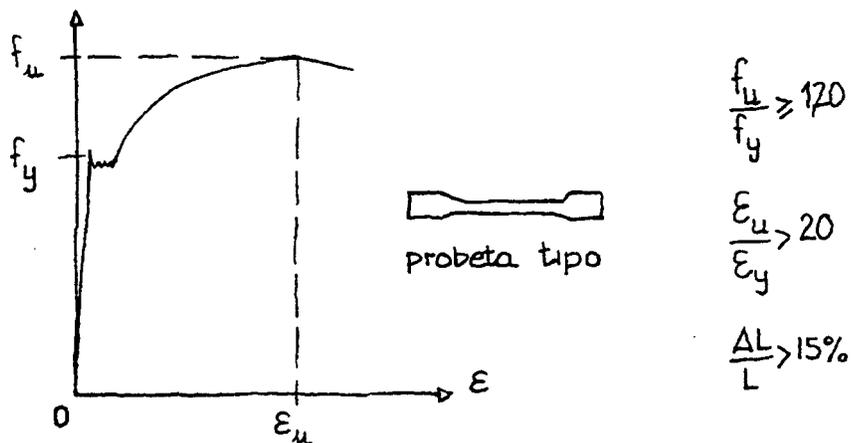


FIGURA 3.1

Todos los tipos de acero recogidos en las tablas 3.2.1 a) y b), cumplen las condiciones anteriores.

Cuando se utilice la soldadura como modo de unión, hay que asegurar también que tanto el material de aportación como la zona térmicamente afectada, cumplen las condiciones citadas, lo que dependerá de las características de los electrodos y de la bondad del procedimiento de soldadura elegido.

3.2.3 Tenacidad de fractura

Como es bien sabido, la rotura frágil es el principal enemigo de las estructuras y, entre los medios para prevenir este tipo de rotura, está el utilizar materiales tenaces, es decir, tolerantes al daño, en los que la existencia de un defecto en un área limitada de una pieza, no genera su brusca e incontrolada propagación.

La mecánica de fractura permite identificar las causas que influyen en el comportamiento, frágil o dúctil, de un material determinado y facilita los instrumentos para situar cuantitativamente la frontera entre dichos comportamientos.

Los factores más importantes que influyen en el comportamiento del material son:

- sus características mecánicas
- la geometría de la pieza
- el espesor de las chapas
- la temperatura más baja de servicio
- la velocidad de aplicación de la carga
- la naturaleza, forma y dimensión de los daños

La localización geográfica del puente identifica la temperatura más baja a la que podrá estar sometido el acero.

En el caso de los puentes y, en particular, de los puentes de carretera, la velocidad de aplicación de la carga es suficientemente baja para que no tenga influencia práctica.

La naturaleza, forma y dimensión de las imperfecciones del material se pueden mitigar con una cuidada manipulación y ejecución de la estructura y con un efectivo proceso de mantenimiento que permita localizar los daños antes que su magnitud alcance un valor crítico.

Una adecuada tipología del puente y un cuidadoso diseño de los detalles y singularidades de la estructura pueden permitir un flujo sin sobresaltos de las tensiones de tracción y minimizar así las puntas de dichas tracciones que inevitablemente se generan siempre que existe un cambio de geometría.

La complejidad de análisis de las numerosas singularidades de la mayor parte de las estructuras de puentes impide en la práctica aplicar con rigor y generalidad los conceptos de la mecánica de fractura y, por ello, se suele recurrir a métodos simplificados que la experiencia parece demostrar que son suficiente garantía para seleccionar el material adecuado.

En las Recomendaciones RPM-95 y RPX-95, se exponen tres procedimientos para decidir el material a emplear. El tercero de ellos sería la aplicación de las formulaciones específicas de la mecánica de fractura que se sale del marco de la

utilización práctica de las Recomendaciones, por lo que no nos vamos a referir a ellas.

Los dos métodos restantes, que son los que figuran explícitamente en las Recomendaciones, están también basados en la Mecánica de Fractura y son coherentes con las simplificaciones que, al respecto, han quedado recogidas en el Eurocódigo 3, Parte 2, *Steel Bridges* (ENV 1993-2).

1^{er} Método: Determinación de los valores máximos de los espesores de chapa

En la tabla 3.2.3 de las Recomendaciones, se establecen para los aceros estructurales relacionados en la Norma UNE-EN 10025, el espesor máximo utilizable en función de la temperatura mínima y de las condiciones de servicio del puente.

Se establecen tres temperaturas mínimas de referencia: 0°C, -10°C, -20°C, y se especifica que la temperatura de un lugar concreto se definirá como la más baja registrada en los últimos 50 años en la estación meteorológica más próxima, con una corrección de $\pm 0,5^\circ\text{C}$ por cada 100 metros de desnivel en relación con la altitud de la estación. En ausencia de datos meteorológicos fiables, podrán utilizarse como referencia los mapas térmicos incorporados a la Instrucción IAP.

En cuanto a las condiciones de servicio, se distinguen las siguientes:

- **Condición C1: Elementos estructurales sin soldaduras**

Sería el caso, por ejemplo, de puentes isostáticos de luces reducidas, construidos con perfiles laminados, o bien de elementos de arriostramiento también con perfiles laminados, en los que las uniones con otros elementos se resuelven mediante tornillos.

También se asigna esta condición a elementos en los que las uniones soldadas se sitúan en zonas de esfuerzos muy reducidos, siendo las tensiones de tracción correspondientes a la combinación frecuente en el E.L.S. resultantes, inferiores al 20% del límite elástico del material. Asimismo se considera que se cumple esta condición en aquellos casos en los que, en el entorno de las uniones soldadas, las tensiones de tracción no superan el 67% del límite elástico, y las zonas de unión se han sometido a un tratamiento de distensionado para reducir las tensiones residuales que se hayan podido generar debido a la coacción de las piezas que se han unido.

- **Condición C2:**

Se considera que se cumple esta condición en elementos estructurales soldados en los que las puntas de tensiones de tracción no superan el 67% del límite elástico y están por encima del 20%, que pone límite a la condición C1. Esto sucederá, por ejemplo, en los tableros de puentes de vigas armadas, en los que se ha cuidado la ejecución de soldaduras y se ha realizado una adecuada transición de espesores, de manera que no se produzcan zonas con altas concentraciones de tensiones.

Si se aplica un tratamiento térmico en las zonas en las que la coacción de las piezas soldadas haya podido generar tensiones residuales importantes, se puede considerar que se cumple esta condición aun cuando las tensiones provocadas por las acciones sobre el puente, multiplicadas por el coeficiente de concentración de tensiones, alcancen valores entre el 67% y el 200% del límite elástico, supuesto naturalmente que, a estos efectos, el material es indefinidamente elástico.

- **Condición C3:**

Se puede considerar que corresponde a todos los casos en que no se cumplen las condiciones C1 y C2. Es el caso más habitual en los puentes, especialmente si se tiene en cuenta que la elección del material debe venir fijada por el detalle más desfavorable. En las estructuras con sección en cajón, la presencia de rigidizadores longitudinales y transversales y la de diafragmas intermedios y de apoyo, hace prácticamente inevitable que, a pesar del cuidado con el que en todo caso hay que diseñar los detalles, siempre existan algunos en los que la concentración de tensiones en alguna zona de las chapas traccionadas nos sitúe en esta condición. En el caso de los tableros de vigas, como ya se ha dicho, es posible con un acertado diseño, admitir que se está en condiciones C2.

El cuadro siguiente resume el ámbito que corresponde a cada una de las tres condiciones de utilización definidas.

Condiciones de utilización	Soldaduras	Tratamientos térmicos	
		NO	SI
C1	SIN	$\leq 0,20 f_y$	$\leq 0,67 f_y$
C2	CON	$0,20 f_y$ a $0,67 f_y$	$0,67 f_y$ a $2,00 f_y^*$
C3	CON	$0,67 f_y$ a $2,00 f_y^*$	$2,00 f_y$ a $3,00 f_y^*$

TENSIONES LOCALIZADAS DE TRACCIÓN PARA COMBINACIÓN FRECUENTE E.L.S.

(*) Supuesto, naturalmente, que el material tiene un comportamiento indefinidamente elástico.

Con el planteamiento de las Recomendaciones, una vez establecida la condición C1, C2 ó C3 asignable a la estructura y fijada la temperatura mínima de servicio, se dispone en la tabla 3.2.3 de los espesores máximos en función del tipo de acero y de sus características de tenacidad, identificadas aproximadamente por la energía necesaria para romper una probeta normalizada, según el ensayo Charpy.

2º Método: Determinación de la resiliencia mínima exigible

El progreso en las tecnologías de fabricación de aceros hace posible que la industria siderúrgica ofrezca en la actualidad aceros con mejor tenacidad a la fractura, esto es, con una resiliencia mayor en relación con el tradicional índice de 27 Julios de los aceros hasta ahora más habituales.

Por otra parte, con el método anterior, los límites de espesores que resultan pueden ser insuficientes. En particular, tal cosa sucederá en tableros de dos vigas, que suelen requerir unos espesores de las alas muy importantes.

Por ello, otra posibilidad que se ofrece en las Recomendaciones es -una vez seleccionadas las características mecánicas del acero; asignada la condición C1, C2 ó C3 a los elementos en tracción de la estructura, con los mismos criterios expuestos anteriormente; establecida la temperatura de diseño y conocido el espesor máximo de las chapas traccionadas- obtener en los ábacos de las figuras 3.2 el valor mínimo de la resiliencia en Julios que debe exigirse al acero. Un ejemplo de dichos ábacos es el siguiente:

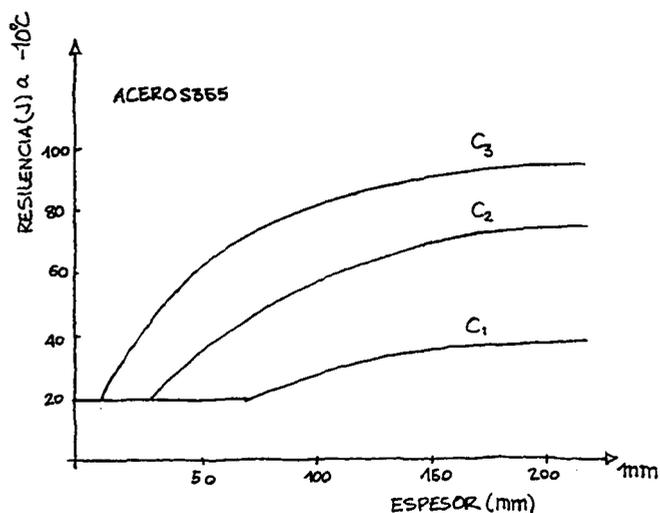


FIGURA 3.2

Es evidente que la metodología descrita no resulta enteramente satisfactoria y, previsiblemente, irá siendo mejorada en ediciones futuras. Por ello, y teniendo en cuenta que debido al carácter de las Recomendaciones, el ingeniero responsable puede utilizar métodos alternativos, conviene resumir aquí lo que se dice en el Eurocódigo 3, Parte 2, *Steel Bridges* (ENV 1993-2):

- a) La temperatura más baja a considerar en servicio debe ser establecida en las especificaciones de proyecto.
- b) No es necesario efectuar ninguna comprobación adicional si no se superan los siguientes valores límite de espesor:

Designación del acero según EN:				Espesor máximo (mm) para temperatura mínima de servicio:							
10025	10113 ⁽¹⁾	10137	10155 ⁽²⁾	0° C	-10°C	-20°C	-30°C	-40°C	-50°C		
S235J0			S235J0W	100	85	75	60	55	45		
S235J2			S235J2W	140	120	100	85	75	60		
S275J0			S275-N/M S275-NL/ML			90	80	65	55	50	40
S275J2						130	110	90	80	65	55
						150	130	110	90	80	65
						200	170	150	130	110	90
S355J0					S355J0W	80	65	55	45	40	30
S355J2					S355J2W	110	90	80	65	55	45
S355K2					S355K2W	130	110	90	80	65	55
					S355N/M S355NL/ML			130	110	90	80
	175	150						130	110	90	80
	S420N/M S420NL/ML					115	95	80	70	55	45
						155	135	115	95	80	70
	S460N/M S460NL/ML					105	90	75	60	50	40
						150	125	105	90	75	60
						S460Q	90	75	60	50	40
			S460QL	125		105	90	75	60	50	
		S460QL1		170	150	125	105	90	75		
Nota:	(1) Los espesores dados para la EN 10113 se refieren a los aceros especificados en la Parte 2 (designación N) y para productos largos especificados en la Parte 3 (designación M). Para productos planos con designación M, el espesor máximo se limita a un valor máximo de 63 mm. (2) Para todos los productos especificados en la EN 10155, el espesor está limitado a 100 mm.										

c) En caso contrario, hay que seguir el procedimiento establecido en el anejo que trata de la cuestión, cuyos rasgos esenciales se exponen a continuación.

Criterio de seguridad: $T_{Ed} \geq T_{Cd}$

siendo:

T_{Ed} valor de cálculo de la temperatura más baja del elemento a la cual actúa σ_E

T_{Cd} valor de cálculo de la temperatura de fractura, que representa la tenacidad del material

$$T_{Ed} = T_m - 5^{\circ}\text{C}$$

donde:

T_m temperatura mínima del aire para un período de retorno de 100 años, a la que se asigna la tensión representativa:

$$\sigma_E = \sigma_p + \sigma_s$$

con:

σ_p tensión debida a la carga permanente más las acciones variables frecuentes

σ_s tensiones residuales autoequilibradas que se toman, para todo tipo de aceros, igual a 100 N/mm^2

El valor de cálculo de la temperatura de fractura T_{Cd} es:

$$T_{Cd} = T_{100} - 7^{\circ}\text{C} + \Delta T_f$$

siendo:

T_{100} temperatura a la que el material tiene una tenacidad de fractura $k_{1c} = 100 \text{ N/mm}^2$, pudiendo tomarse:

$$T_{100} = T_{27} - 18$$

con T_{27} temperatura del ensayo Charpy correspondiente a la energía mínima de fractura de 27 Julios

El valor de ΔT_f se determina de acuerdo con las expresiones de la mecánica de fractura en función de la imperfección de diseño que se especifica en el texto.

Por otra parte, es un índice de la falta de acuerdo generalizado sobre esta cuestión comparar la metodología que se emplea y los valores que resultan según códigos como los de la AASHTO americana, los suizos o en la práctica inglesa. En este último caso, por ejemplo, el criterio que se utiliza se puede resumir como sigue:

1º) *Método simplificado*: se toman los valores de los espesores máximos de chapa para los diferentes tipos de acero (BS EN 10025 ó BS 4360) de la tabla siguiente:

Denominación según BS EN 10025 y BS 4360	T=0°C	T=-10°C	T=-20°C	T=-30°C	T=-40°C	T=-50°C
	Espesores máximos [mm]					
Fe 360B, Fe 430B	0	0	0	0	0	0
Fe 360C, Fe 430C	75	45	0	0	0	0
Fe 360D1, Fe 360D2 Fe 430D1, Fe 430D2	150	125	75	45	0	0
40EE, 43EE	75*	75*	75*	75*	75*	75*
Fe 510B	0	0	0	0	0	0
Fe 510C	55	35	0	0	0	0
Fe 510D1, Fe 510D2	130	85	55	35	0	0
Fe 510DD1, Fe 510DD2	150	130	85	55	35	0
50EE	75*	75*	75*	75*	75*	75*
50F	40	40	40	40	40	40
55C	25	20	0	0	0	0
55EE	63**	63**	63**	63**	50**	35**
55F	40	40	40	40	40	40
WR50A	12	12	0	0	0	0
WR50B	50	35	0	0	0	0
WR50C	50	50	45	35	0	0

(T=-25°C)

(*) 50 mm para placas anchas

(**) 30 mm para placas anchas

2º) *Si no se utiliza el método simplificado*, se puede determinar el valor de la resiliencia del material, medida en un ensayo Charpy a la temperatura mínima de proyecto, según la expresión:

$$C_v \geq \frac{f_y}{355} \left(\frac{t}{2} \right) \text{ en julios}$$

con t, espesor de la chapa, en milímetros y f_y en N/mm².

3º) En los casos de geometrías que generan elevados valores del factor de concentración de tensiones, k , no son aplicables los métodos anteriores y se utilizará para el cálculo de C_v la siguiente expresión:

$$C_v \geq \frac{f_y}{100} \left(0,75 + \frac{\sigma}{f_y} k \right) t$$

siendo:

- σ tensión de tracción principal media correspondiente al estado límite último

Con frecuencia el valor de k alcanza valores del orden de 2,5 y σ valores próximos a $0,90 f_y$. En estas condiciones, la expresión anterior se convierte aproximadamente en:

$$C_v \geq \frac{f_y}{355} t$$

3.2.4 Características comunes a todos los aceros estructurales

Con aproximación suficiente, se pueden tomar para los aceros estructurales los valores siguientes:

- | | |
|--|--|
| - Módulo de elasticidad | $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ |
| - Módulo de elasticidad transversal | $G = 81.000 \text{ N/mm}^2$ |
| - Coeficiente de Poisson..... | $\nu = 0,3$ |
| - Coeficiente de dilatación térmica..... | $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ [}^\circ\text{C]}^{-1}$ |
| - Densidad | $\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$ |

Conviene señalar que el valor del coeficiente de dilatación térmica 12×10^{-6} difiere del especificado más adelante para el hormigón 10×10^{-6} , por lo que una variación de temperatura uniforme en un puente mixto provoca esfuerzos, flechas y giros como consecuencia del alargamiento o acortamiento diferencial de la losa de hormigón en relación con la parte metálica del puente. En el Eurocódigo 4, Parte 2, *Composite Bridges* (ENV 1994-2), se ha decidido que ambos coeficientes sean idénticos y de valor 10×10^{-6} . Conviene recordar, también, la gran variación del coeficiente de dilatación térmica del hormigón en función de la naturaleza de los áridos.

3.3 ACEROS PARA ARMAR Y PRETENSAR

Es de aplicación todo lo establecido al respecto en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE).

3.4 ACEROS FORJADOS Y COLADOS PARA PIEZAS ESPECIALES

La utilización de este tipo de aceros para la fabricación de piezas especiales (apoyos, barandillas, acabados...), deberá ser conforme a algunas de las normativas nacionales e internacionales en vigor. En el caso de que se trate de piezas fabricadas industrialmente, se exigirá al fabricante los certificados de calidad conformes a la norma nacional o internacional que estén empleando.

3.5 CABLES PARA TIRANTES

No existe hasta ahora ninguna norma o recomendación nacional al respecto, por lo que se debe utilizar alguna de las aceptadas internacionalmente.

Entre ellas se pueden citar las siguientes:

- Recommendations for stay cable design and testing, publicado por el Post-Tensioning Institute, USA.
- Guidelines for the design of Cable-Stayed Bridges, publicado por la American Society of Civil Engineers (ASCE).

3.6 HORMIGÓN

La expresión del módulo de elasticidad del hormigón que figura en las Recomendaciones:

$$E_{c,28} = 10.000 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

coincide con la expresión que recogen el Código-Modelo CEB FIP 90 y el Eurocódigo 2, para el módulo tangente en el origen del diagrama tensión-deformación del hormigón en cuya fabricación se utilicen áridos cuarcíticos.

Esta expresión ya no tiene carácter alternativo, al haber sido incorporada a la Instrucción de Hormigón Estructural.

La variación en el tiempo de la resistencia del hormigón y de su módulo de elasticidad depende del tipo de cemento empleado, de la temperatura y de las condiciones de curado. Para una temperatura media de 20° C y unas condiciones de curado conformes a lo establecido en la Norma ISO 2736/2, el CM-90 establece la expresión que figura en las Recomendaciones. Si las condiciones anteriores no se cumplen, se podrán utilizar las mismas expresiones, sustituyendo el valor de t por el de edad ajustada en función de la evolución de la temperatura (artículo 2.1-8.7 del CM-90).

3.7 ELEMENTOS DE UNIÓN

3.7.1 Tornillos, tuercas y arandelas

Las características de los materiales utilizados para uniones en estructuras de acero están especificadas en diversas Normas UNE, que en sus últimas versiones tienen un contenido idéntico al de las normas europeas (EN) correspondientes. AENOR dispone de la normativa actualizada. Conviene señalar que la denominación de las calidades de los diferentes tipos de tornillos identifica los valores de la tensión de rotura, f_{ub} , y del límite elástico. Así, por ejemplo, la denominación TAR 8.8, significa un límite de rotura de 800 N/mm² y un límite elástico de $0,8 \times 800 = 640$ N/mm².

3.7.2 Electrodo para soldaduras

Los electrodos utilizables en la soldadura de piezas de acero serán algunos de los establecidos en las Normas UNE. Sus características mecánicas serán las necesarias para asegurar que la unión soldada alcanza, al menos, los valores que identifican al material de base.

3.8 PERNOS CONECTADORES

Aún no existe una norma europea que regule las características de los pernos utilizados para la conexión del hormigón y acero de los puentes mixtos. En Estados Unidos existe un capítulo específico que trata de la cuestión en el "Bridge Welding Code", publicado conjuntamente por ANSI/AASHTO/AWS. Hay diferentes fabricantes de pernos conectadores que facilitan datos sobre las características

del perno, del fundente incorporado en su extremo y del anillo cerámico que se suministra con el perno, para proteger la soldadura durante el proceso de fusión. En el Código americano citado se establecen los siguientes valores para las características mecánicas de los pernos, medidos según los ensayos allí especificados:

- Tensión de rotura $\geq 415 \text{ N/mm}^2$
- Límite elástico (el 0,2% de deformación) $\geq 345 \text{ N/mm}^2$
- Elongación $\geq 20\%$
- Estricción..... $\geq 50\%$

Las dimensiones y tolerancias geométricas de los pernos, según la normativa americana, son las siguientes:

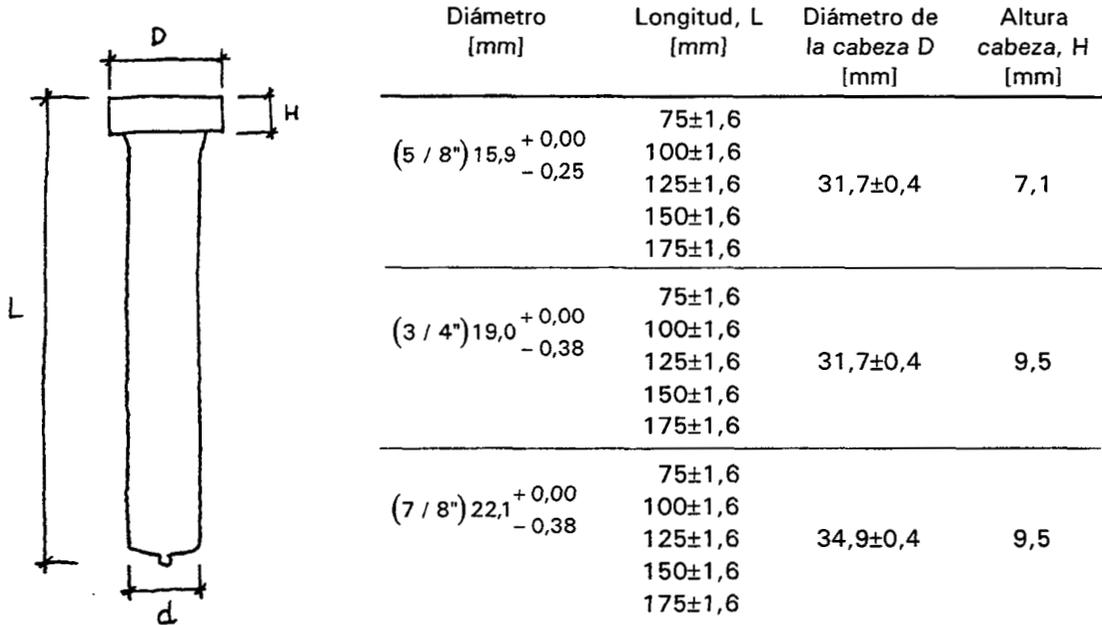


FIGURA 3.3

En la práctica europea, las características de los materiales suelen ser las establecidas en las Recomendaciones.

Límite elástico mínimo [N/mm ²]	Tensión mínima de rotura [N/mm ²]	Alargamiento mínimo en rotura [%] ⁽¹⁾
350	450	15

⁽¹⁾ Medido en probeta normalizada de longitud $L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$

Los diámetros más habituales del vástago de los pernos empleados en las estructuras de puentes, son:

15,87 mm	(equivalente a 5/8")
19,05 mm	(equivalente a 3/4")
22,22 mm	(equivalente a 7/8")

La dimensión de la cabeza está también normalizada y tiene que cumplir, de acuerdo con el artículo 7.3.1 de las RPX-95, las condiciones siguientes:

$$D > 1,5 d$$

$$H > 0,4 d$$

siendo:

- D diámetro de la cabeza
- H altura de la cabeza
- d diámetro del vástago del perno

La altura total del perno, una vez soldado, está también normalizada. Se suministran pernos con alturas de 75, 100, 150 y 175 mm.

3.9 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

Siempre que sea posible, deben emplearse materiales sujetos a una norma nacional europea, o en todo caso internacional, en la que se especifiquen las características mínimas exigibles, los controles de calidad y la forma de llevarlos a cabo.

En caso de emplear materiales no normalizados, se especificarán en los Pliegos las características exigidas y los controles o garantías que deberán realizarse o exigir a los fabricantes.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

ÍNDICE

	Pág.
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
4.1 GENERALIDADES.....	81
4.2 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO	
4.2.1 MÉTODOS DE CÁLCULO	83
4.2.2 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.....	87
4.3 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS EQUIVALENTES.....	90
4.4 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE UNA SECCIÓN	
4.4.1 ANCHURA EFICAZ DE LAS ALAS DE UNA SECCIÓN	100
4.4.2 HOMOGENEIZACIÓN DE SECCIONES MIXTAS.....	108
4.4.3 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN.....	112
4.5 ANÁLISIS DIFERIDO	118

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. GENERALIDADES

La estructura debe ser analizada para confirmar que, de acuerdo con los métodos establecidos en las "Bases de Proyecto", cumple los objetivos de funcionalidad correspondientes a los Estados Límite de Servicio, y tiene la seguridad exigible para los Estados Límite Últimos.

La estructura de un puente metálico o mixto tiene una configuración tridimensional y está constituida por infinitos puntos y secciones, entre los que el comportamiento del punto o sección más desfavorable puede determinar el comportamiento del conjunto de la estructura. Para que no resulte imprescindible la imposible tarea de localizar el punto o la sección más desfavorable, entre las diferentes situaciones de cálculo y, en cada una de ellas, para las distintas combinaciones de acciones, el ingeniero debe proyectar con materiales dúctiles y tenaces, esto es, tolerantes al daño, y conformar los perfiles y las chapas para que resulten también elementos con comportamientos dúctiles que hagan tolerable las diferencias del comportamiento real de la estructura con la teóricamente estimada, permitiendo y justificando la adopción de modelos simplificados para realizar unos cálculos estructurales que conduzcan a resultados que, aunque no expresen el comportamiento "exacto" de la estructura, sean suficientes para los fines perseguidos.

A lo largo del articulado de las Recomendaciones, se va facilitando información y estableciendo criterios que permitan una adecuada modelización de la estructura. En general, los tradicionales métodos de cálculo basados en las hipótesis habituales de la Resistencia de Materiales y en la respuesta elástica de los materiales son la base para el establecimiento de los modelos de comportamiento y la justificación de los modelos lineales de cálculo que resultan.

Existen, sin embargo, circunstancias en las que los métodos tradicionales no son suficientemente precisos, y otras en las que métodos más avanzados son posibles y deseables para deducir el comportamiento previsible de la estructura y cuantificar con mayor precisión su respuesta frente a las acciones que la solicitarán.

Así ocurre, por ejemplo:

- en las zonas de introducción de cargas
- en las zonas de encuentro de elementos estructurales o en las que se producen cambios bruscos de geometría
- al evaluar el comportamiento de diafragmas de apoyo o intermedios que aseguran la estabilidad de la sección.

En todos los elementos parcial o totalmente comprimidos, como es bien sabido, se produce una amplificación de los efectos de las acciones al estar la geometría crecientemente deformada a partir de una deformación inicial. El dimensionamiento de estos elementos (siendo el soporte biarticulado comprimido el más sencillo de todos), no sería posible en la práctica si no se aceptaran unas convenciones que, con mayor o menor coherencia y con diferentes formulaciones, están recogidas en todas las normas y recomendaciones que tratan de estas cuestiones.

Es patente además que, en el caso de los puentes mixtos, la contribución de un material, el hormigón, con un comportamiento marcadamente no lineal para estados avanzados de carga, no puede modelizarse con esquemas lineales de forma generaliza. La fisuración del hormigón en zonas en las que se encuentra traccionado afecta al comportamiento de la estructura, tanto local como globalmente. Los efectos de la retracción y de la fluencia del hormigón comprimido, y las inevitables tensiones residuales que se generan en los procesos de manipulación y soldaduras de las piezas, también alejan el comportamiento de las estructuras de los modelos lineales más simples.

A pesar de ello, con frecuencia hay que renunciar a disponer de modelos muy precisos que requerirían un tiempo de análisis incompatible con la práctica profesional. Por otra parte, el progreso en los conocimientos y los avances en el campo de la informática, hacen posible ir avanzando en el conocimiento del comportamiento de las estructuras, lo que permite, entre otras cosas, acotar el alcance de las simplificaciones que se pueden adoptar.

Las Recomendaciones facilitan modelos comúnmente aceptados para evaluar el comportamiento de los puentes con tipologías convencionales, establecen criterios para abordar el análisis de zonas o casos más singulares y dejan la puerta abierta al progreso que supondrá la utilización generalizada de métodos de cálculo no lineales que se ajustan mejor al comportamiento real de las estructuras.

Se recuerda también la importancia de la interacción suelo-estructura y la necesidad de modelizarla adecuadamente cuando, en particular, se dan alguna de estas dos circunstancias:

- poca tolerancia de la estructura a los asientos diferenciales del terreno
- incertidumbre en la evaluación de asientos, aun cuando la estructura sea tolerante a asientos moderados.

Hay que recordar también que, en ocasiones, las consecuencias de los asientos pueden ser aceptables desde el punto de vista de la seguridad estructural (por tratarse de una estructura de gran ductilidad global), pero estos asientos pueden estar por encima de las tolerancias geométricas. Serían, por ello, inaceptables para la funcionalidad de la obra: las limitaciones de asiento serán, por tanto, consecuencia del control de los estados límite de servicio. Es en estos casos, donde puede ser necesario y especialmente eficaz prever, de acuerdo con la Autoridad competente, medidas para rectificar la rasante de la obra y para controlar la eventualidad de asientos inaceptables. Ello requerirá prever espacio para los gatos o dispositivos necesarios para sustituir o calzar apoyos, desarmar y volver a colocar las juntas de calzada y perfilar la rasante en los accesos.

4.2 PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO

4.2.1 Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo tienen por finalidad determinar con precisión suficiente los parámetros que sirven para verificar la funcionalidad (E.L.S.) y la seguridad (E.L.U.) de la estructura que va a ser analizada. Según se ha dicho en el capítulo 2, para los E.L.S., dichos parámetros son los efectos de las acciones combinadas sobre la estructura, E_d , que se compararán con los valores límite, C_d , establecidos en las Recomendaciones. En E.L.U. los parámetros que hay que determinar son las solicitaciones sobre una sección, S_d , y la capacidad resistente, R_d , asignada a dicha sección.

En las Recomendaciones, se establecen los diferentes procedimientos de cálculo y tipos de secciones que hay que considerar. Un resumen de todo ello figura en los cuadros siguientes, cuyo contenido se comenta a continuación y se precisa más en los comentarios a los capítulos que tratan específicamente de los E.L.S. y E.L.U., así como en las observaciones que se han incorporado a los ejemplos de cálculo que figuran como Anejo.

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Método	Determinación del efecto de las acciones (E.L.S.) y solicitaciones (E.L.U.)	Capacidad resistente de la sección (E.L.U.)	Clases de secciones
E/EC	Elástico (E)	Elástico con sección reducida (EC)	Esbelta o moderadamente esbelta
E/P	Elástico (E)	Plástico (P)	Todas compactas
E/EP	Elástico (E)	Elasto-plástico (EP)	Cualquiera
EP/EP	Elasto-plástico (EP)	Elasto-plástico (EP)	Cualquiera

TIPOS DE SECCIÓN

Denominación sección	Motivo	A considerar	
		E.L.S.	E.L.U.
Efectiva	"Arrastre de cortante"	Sí $b_{ef} = \psi_{el} \cdot b$	Sí $\psi_{el} < \psi_{ul} \leq 2 \psi_{el}$
Reducida	Abollamiento	Generalmente NO	Sí
Homogenizada	Fluencia del hormigón	Sí	Sí
Fisurada	Fisuración del hormigón	Dependiendo del nivel de tracciones	Sí

La determinación del efecto de las acciones E_d y de la solicitación S_d sobre la sección, se determinan tradicionalmente considerando un comportamiento estructural indefinidamente elástico, lo que comporta, en estructuras flectadas, la integración a lo largo de la estructura de la ecuación diferencial:

$$y'' = \chi = \frac{M}{EI}$$

para una determinada ley de momentos M , supuesto que el valor de EI permanece inalterable en cada sección, aunque puede lógicamente variar a lo largo de la directriz del elemento que se está analizando.

En los puentes con estructura de acero, la aceptación de un comportamiento estructural indefinidamente elástico, significa la constancia del módulo de elasticidad del acero E_a . El valor de la inercia I depende de las características geométricas de la sección considerada, en cuya determinación hay que tener en cuenta:

- a) La falta de uniformidad de las tensiones normales en las alas de gran anchura, en tracción o en compresión. Esto es consecuencia de que los incrementos de tensión se producen por la introducción de los esfuerzos rasantes localizados en el encuentro del alma de la sección con sus alas, lo que equivale a la introducción de una carga puntual en las alas que, lógicamente, necesita espacio para su difusión y que, por tanto, produce una distribución no uniforme de tensiones. Es el efecto que en la terminología anglosajona se conoce como "shear lag" y que, en castellano, se suele traducir como "arrastre de cortante" o flexibilidad frente a rasante. En la práctica se aborda utilizando un ancho eficaz en el que se supone que las tensiones son constantes y que su resultante iguala a la del conjunto de las tensiones reales con distribución no uniforme. De ahí que se denomine a la sección correspondiente "sección eficaz", cuya cuantificación depende lógicamente del nivel de deformaciones unitarias que se generan en el encuentro ala-alma y que, por ello, debe ser diferente para los estados límite de servicio y para los estados límite últimos.
- b) El abollamiento de las placas parcial o totalmente comprimidas que conforman cada sección. Esto se tiene en cuenta eliminando una parte de la sección influida por el abollamiento y, por tanto, considerando a efectos del cálculo de la capacidad resistente en E.L.U. una sección reducida. En general, en la determinación de las sollicitaciones en E.L.U. (excepto en el caso de los métodos elastoplásticos) y al evaluar el efecto de las acciones en E.L.S., no se considera imprescindible la reducción de la sección. La reducción por abollamiento debe, en cambio, tenerse en cuenta al determinar la capacidad resistente de la sección considerada.

En el caso de las estructuras de hormigón, el módulo de elasticidad es de más incierta determinación que en el acero y, además, varía significativamente según las cargas aplicadas sean instantáneas o sostenidas. Por ello, como es bien sabido, los métodos elásticos de cálculo en los puentes mixtos deben aplicarse con correcciones para tener en cuenta los efectos de la fluencia.

Por otra parte, al determinar la inercia I en una sección mixta, a los factores ya citados (abollamiento de placas parcial o totalmente comprimidas y efecto de la flexibilidad frente a rasante) debe añadirse el debido a la fisuración, que se producirá en las zonas en las que el hormigón está traccionado.

Además, en el caso de los puentes mixtos, los efectos de la retracción del hormigón deben tomarse en consideración, lo que distorsiona el diagrama $M-\chi$

indefinidamente lineal, que suele identificarse con los métodos de análisis puramente elásticos.

Tanto en los puentes de acero como de hormigón, el gradiente de temperatura que se produce entre la fibra superior e inferior de la sección, genera efectos que distorsionan también el comportamiento elástico-lineal de la estructura.

Por todo ello, en especial en los puentes mixtos, los métodos de cálculo para la determinación de las solicitaciones en E.L.U. y de los efectos de las acciones en E.L.S., deben adaptarse para tomar adecuadamente en consideración las variaciones de la rigidez EI de las secciones estructurales modelizadas.

Si los valores de E_d deben compararse directamente con los valores C_d establecidos en el capítulo 5 de las Recomendaciones, en el estado límite último, los valores de la solicitación S_d , determinados en la hipótesis de comportamiento elástico, hay que compararlos con la capacidad resistente R_d de la sección correspondiente.

Para su determinación, en las Recomendaciones, se establecen tres métodos que dependen esencialmente de la capacidad rotacional de la sección, la cual depende, a su vez, de la esbeltez de las chapas metálicas (alas y almas) que la conforman.

- a) *Método elástico corregido.* La respuesta de la sección se supone elástica, pero se utiliza una sección reducida o corregida de la que se ha eliminado parte de las chapas comprimidas, cuyo desplazamiento en dirección perpendicular al plano de la placa (abollamiento) le impide contribuir a su capacidad resistente. Esta circunstancia limita la capacidad rotacional de la sección y, por ello, no se puede aceptar la plastificación generalizada de la misma. Este método es de aplicación a secciones que se definen como esbeltas o moderadamente esbeltas.
- b) *Método plástico.* Se podrá aplicar en aquellos casos en que no existe riesgo práctico de inestabilidades locales o generales, porque las placas que conforman la sección y los elementos que configuran la estructura son muy poco esbeltas y se pueden considerar "compactos". Estas condiciones, para que sea de aplicación el método, deben ser cumplidas por todas las secciones del puente y, en particular, en la zona de apoyos de tableros continuos porque se presupone una capacidad rotacional indefinida de las secciones, siendo precisamente en las de apoyos en las que suele existir mayor demanda rotacional. En la práctica, no es habitual la utilización de métodos plásticos que, en todo caso, conducen a esfuerzos ligeramente

superiores a los determinados por métodos elasto-plásticos, en los que la capacidad resistente de la sección se considera alcanzada cuando la deformación unitaria máxima en el acero traccionado es $4\varepsilon_y$.

- c) *Método elastoplástico.* Tanto conceptual como numéricamente es posible establecer un diagrama, más aproximado a la realidad que los anteriores, de la respuesta de una sección determinada a partir de los modelos de comportamiento del acero estructural, del acero para armar o pretensar y del hormigón, aceptando como siempre la hipótesis de deformación plana de la sección.

Combinando el método elástico para la determinación de las solicitaciones con alguno de los tres métodos enunciados para la determinación de la capacidad resistente de las secciones, resultan los métodos E/EC, E/P y E/EP.

Además, en las Recomendaciones se acepta el método EP/EP. Se facilitan criterios para utilizar los diagramas elastoplásticos de las diferentes secciones en la modelización del comportamiento estructural, superando las inconsistencias de los otros métodos.

El método EP/EP requiere programas específicos y medios de cálculo adecuados, y exige una mayor profundidad en los análisis. Por eso, por ahora, no es posible recomendarlo y mucho menos exigirlo con generalidad, pero debe permitirse e incluso fomentarse su utilización, porque es el instrumento indispensable para progresar en el conocimiento del comportamiento de las estructuras y, por tanto, será el instrumento que, desde este conocimiento, podrá validar la utilización, en la práctica, de métodos más sencillos pero suficientemente precisos y coherentes.

4.2.2 Evaluación de los efectos de segundo orden

En todo elemento estructural total o parcialmente comprimido es imprescindible tener en cuenta que los esfuerzos dependen de la deformación de la pieza comprimida. La forma de hacerlo se basa en el bien conocido modelo utilizado por Euler para analizar el comportamiento de un soporte biarticulado "ideal": perfectamente recto, con un material indefinidamente elástico, con la carga perfectamente centrada y sin tensiones residuales. El diagrama N-a es el representado con las tres teóricas ramas de equilibrio y el valor de la carga crítica, que identifica el punto de bifurcación de equilibrio, es:

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$$

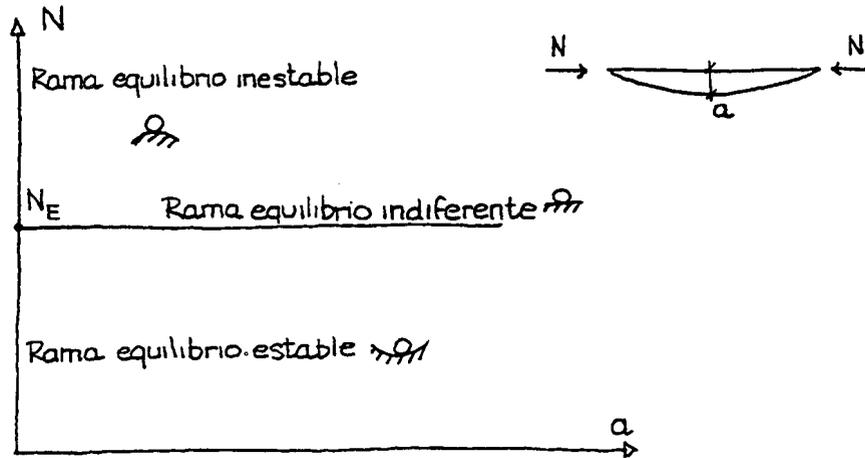


FIGURA 4.1

Las piezas reales ni son perfectamente rectas ni su carga puede estar perfectamente centrada. Están, además, sometidas a significativas tensiones residuales originadas en los procesos de laminación, durante su soldadura o durante su manipulación, y el material tiene un comportamiento elastoplástico.

Supuesto que el conjunto de estas imperfecciones equivalen a una flecha inicial a_0 , la indefinición explícita en el diagrama dibujado desaparece y se puede determinar una curva en la que a cada valor de N corresponde una determinada flecha máxima en el centro.

El valor de la flecha a en el centro de la pieza comprimida, supuesto un comportamiento indefinidamente elástico del material, se suele deducir, con aproximación suficiente, mediante la expresión:

$$a = a_0 \frac{1}{1 - N/N_E}$$

Por otra parte, admitiendo que se alcanza el estado límite de rotura cuando la fibra más comprimida alcanza el límite elástico del material, tendremos que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{N}{A} + \frac{N \cdot a}{W_e} \leq f_y$$

En el gráfico N - a , se pueden representar ambas condiciones.

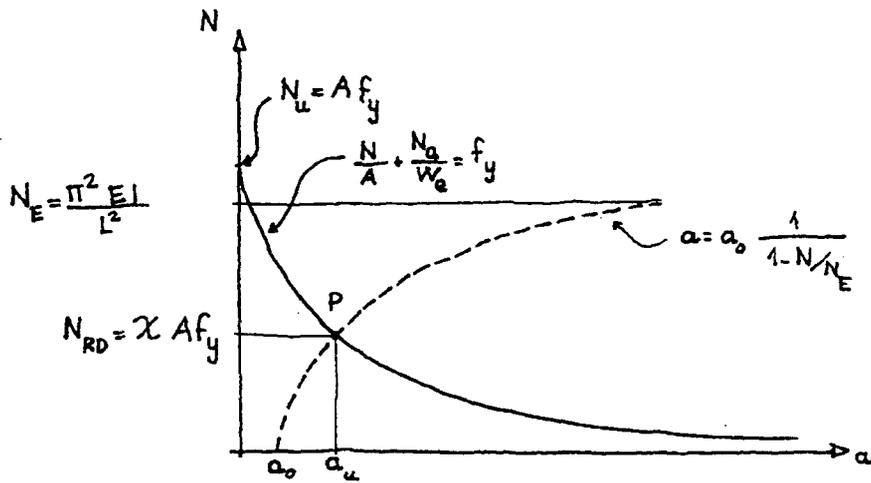


FIGURA 4.2

El encuentro entre las dos curvas identifica el punto P, que determina la máxima capacidad de la pieza comprimida y la deformación correspondiente a las hipótesis aceptadas. Si se establece un valor de α_0 , se llega a la conocida expresión:

$$N_{Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y$$

En el capítulo 6 de las Recomendaciones, se facilitan las expresiones que permiten determinar los valores de χ .

El método del coeficiente reducido χ se basa en la consideración de un factor geométrico de imperfección, equivalente al conjunto de las imperfecciones de una barra comprimida, y en la consideración de un comportamiento puramente elástico de la pieza que se supone agotada cuando la tensión, en la fibra más comprimida, alcanza el valor del límite elástico del acero. Se pueden emplear otros métodos de análisis, en los que la modelización del comportamiento de las diferentes secciones de la pieza comprimida tenga en cuenta la no-linealidad del diagrama σ - ϵ de los materiales y la capacidad de plastificación parcial o total de la sección. Al utilizar estos métodos, lógicamente no pueden emplearse los mismos valores del coeficiente de imperfección que se han definido para su utilización según los métodos elásticos.

Por otra parte, en diversos documentos internacionales, se sugieren datos sobre las tensiones residuales en diferentes tipos de perfiles para emplearlos si se utilizan métodos no lineales de cálculo, lo que puede ser el caso cuando se

requiere evaluar resultados de ensayos o calibrar los parámetros a emplear en métodos simplificados.

El análisis del comportamiento de las vigas frente al pandeo lateral del cordón comprimido o el del riesgo de abollamiento de las alas y almas que conforman una viga armada o un cajón, se basa también en la teoría de Euler de bifurcación de equilibrio, que permite deducir una carga crítica a la que posteriormente se aplican unos coeficientes reductores, función de las características de los elementos que se están analizando.

4.3 IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS EQUIVALENTES

Con carácter general y de acuerdo con lo comentado en el artículo anterior, el análisis del comportamiento de una barra comprimida se puede llevar a cabo considerando una imperfección geométrica equivalente al conjunto de imperfecciones que influyen en su comportamiento.

Dicha imperfección equivalente se identifica con una curvatura parabólica o senoidal en la pieza teóricamente recta, con una excentricidad en su centro, a_0 . Como se ha recordado, el valor de la capacidad resistente, N_R , se deduce mediante la expresión:

$$\frac{N_R}{A} + \frac{N_R \cdot a_0 \frac{1}{1 - N_R/N_E}}{W_e} = f_y$$

o bien:

$$N_R + \frac{N_R}{1 - N_R/N_E} \eta = f_y \cdot A$$

siendo η el denominado coeficiente de imperfección, de valor:

$$\eta = a_0 \frac{A}{W_e}$$

Los trabajos experimentales llevados a cabo en un gran número de piezas y las simulaciones numéricas del comportamiento experimentado, llevaron a establecer, como coeficiente de imperfección, el valor:

$$\eta = a_0 \frac{A}{W_e} = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2)$$

En el capítulo 6, al tratar de la determinación de la capacidad resistente de los soportes comprimidos, se desarrollará con más detalle esta expresión, aunque es bien sabido que el valor de α es función de las características de la sección que se está considerando.

Curva de pandeo	A	B	C	D
Factor de imperfección, α	0,21	0,34	0,49	0,76

El valor de $\bar{\lambda}$, esbeltez relativa, se puede definir con las siguientes expresiones equivalentes:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_R}{N_E}} = \sqrt{\frac{f_y}{f_E}} = \sqrt{\frac{\lambda}{\lambda_1}} = \frac{L}{\pi \cdot i} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

con:

$$f_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} ; \quad \lambda = \frac{L}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} ; \quad \lambda_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}}$$

El valor de la excentricidad equivalente se puede expresar como:

$$a_o = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{W_e}{A}$$

Este tiene, a su vez, dos componentes: el debido a la imperfección geométrica, que se suele considerar igual a $L/1000$, y el debido al resto de las imperfecciones, en particular, a las tensiones residuales provocadas por las soldaduras en los elementos soldados, que es lo que justifica la variación de α .

Se puede escribir:

$$a_o = \frac{L}{1000} + \frac{L}{r}$$

Para un perfil determinado, por ejemplo, para un perfil HEB-300 de acero S-275 flectando en el sentido de la inercia mayor, para el que se aplica la curva de pandeo B ($\alpha = 0,34$), se pueden deducir los valores de a_o para diferentes valores de $\bar{\lambda}$, así como el valor de L/r equivalente a las tensiones residuales:

$$A = 149,1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 1.680 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 25.166 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 13,0$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{f_y}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 210.000}{275}} = 86,77$$

$$L = i \cdot \lambda_1 \cdot \bar{\lambda}^2 = 0,13 \cdot 86,77 \cdot \bar{\lambda}^2 = 11,28 \bar{\lambda}^2 \text{ (metros)}$$

$$a_o = 0,34 (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{1.680}{149,1} = 3,83 (\bar{\lambda} - 0,2) \text{ (cm)}$$

$\bar{\lambda}$	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
L (m)	2,82	6,34	11,28	17,62	25,38
a_o (cm)	1,15 L/245	2,11 L/300	3,06 L/369	4,02 L/438	4,98 L/510
$L/r = a_o - L/1000$	L/325	L/425	L/584	L/780	L/1050

El valor a_o que figura en las Recomendaciones para el método E/EC es el mismo que el anteriormente expuesto, multiplicado por un factor de corrección k_γ :

$$a_o = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_\gamma \frac{W_{el}}{A}$$

siendo:

$$k_\gamma = (1 - k_\delta) + 2k_\delta \cdot \bar{\lambda} \leq 1,0$$

El valor de k_δ para las diferentes curvas de pandeo y para diferentes valores de γ_M , tomados del Eurocódigo 3, Parte 1 (ENV 1993-1-1), son:

Curva de pandeo	Coeficiente de minoración γ_M				
	$\gamma_M = 1,0$	$\gamma_M = 1,05$	$\gamma_M = 1,10$	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,20$
a	0	0,12	0,23	0,33	0,42
b	0	0,08	0,15	0,22	0,28
c	0	0,06	0,11	0,16	0,20
d	0	0,04	0,08	0,11	0,14

Este coeficiente de corrección k_y iguala los valores de N_R calculados directamente por medio del coeficiente χ con los calculados por el método de la excentricidad equivalente.

En el primer caso:

$$N_R = \chi \cdot A \frac{f_y}{\gamma_M}$$

En el segundo, el valor de N_R resulta de la intersección de las dos curvas:

$$a = a_0 \frac{1}{1 - \frac{N_R}{N_E}}$$

$$\frac{N_R}{A} + \frac{N_R \cdot a}{W_e} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

En el gráfico adjunto se observa que si se mantiene el mismo valor a_0 en los dos casos, los valores de N_R no coinciden y que, para lograrlo, en este segundo caso, la excentricidad debe ser mayor.

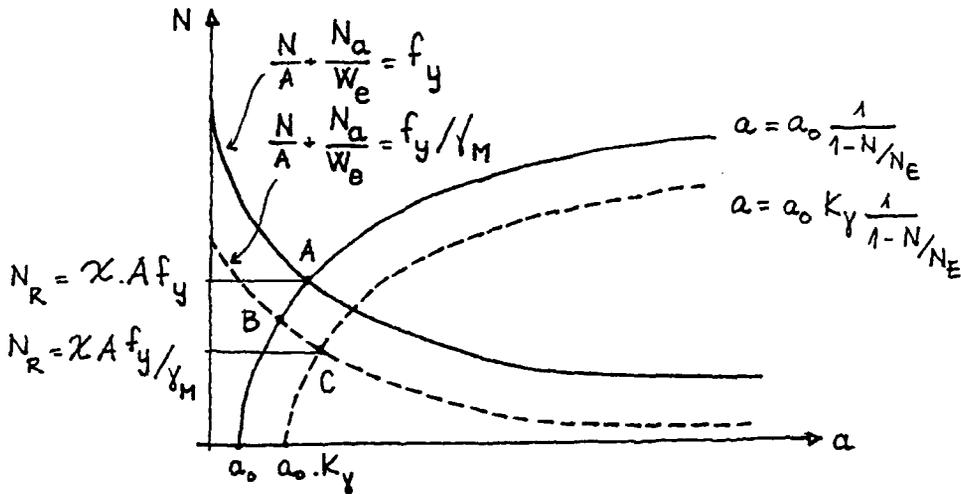


FIGURA 4.3

El punto A de la figura 4.3 define el valor $\chi \cdot A \cdot f_y$, al que se aplica el coeficiente γ_M , para alcanzar el valor:

$$N_R = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_M}$$

La expresión $N/A + (N \cdot A/W_e) = f_y/\gamma_M$, significa un desplazamiento hacia abajo (línea de puntos) de la curva sin γ_M y su intersección con la otra curva $a = a_o [1/1 - (N/N_E)]$, se produciría en un punto B, para el que N_R resultaría mayor que $\chi \cdot A \cdot (f_y / \gamma_M)$.

Como se ve en el gráfico, para alcanzar el mismo valor de N_R con los dos métodos, también habrá que desplazar la curva que representan los desplazamientos, aumentando para ello la excentricidad inicial de a_o hasta $a_o \cdot k_y$, de manera que el encuentro de las curvas se produzca en el punto C, al que corresponde el valor de $\chi \cdot A \cdot (f_y / \gamma_M)$.

Si como ejemplo tomamos el perfil HEB-300 ya considerado, para una longitud de pandeo de 11,28 metros, esto es, con $\bar{\lambda} = 1,00$, tendremos un valor de χ de 0,5970 con las expresiones del artículo 6.3.3.3.2 de las RPM-95.

El valor de N_R será:

$$N_R = 0,5970 \cdot 14.910 \frac{275}{1,10} = \frac{2.419}{1,10} = 2.200 \text{ kN}$$

Según el método de las imperfecciones equivalentes, resulta para el mismo caso:

$$k_\delta = 0,15$$

$$k_y = (1 - 0,15) + 2 \cdot 0,15 \cdot 1,00 = 1,15$$

$$a_o = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) k_y \frac{W_e}{A} = 0,34(1,00 - 0,2) \cdot 1,15 \frac{1.680}{149,1} = 3,52 \text{ cm}$$

El valor de N_R se deduce de la expresión:

$$\frac{N_R}{A} + \frac{N_R \cdot a_o}{1 - \frac{N_R}{N_E}} \frac{1}{W_e} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

siendo:

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 25.166 \cdot 10^4}{(11,28 \cdot 10^3)^2} = 4.095 \text{ kN}$$

es decir:

$$\frac{N_R}{14.910} + \frac{N_R \cdot 35,2}{1 - \frac{N_R}{4.095.000}} \cdot \frac{1}{1.680 \cdot 10^3} = \frac{275}{1,10}$$

Para $N_R = 2.200 \text{ kN}$ resulta:

$$147,55 + 99,5 = 247,05 \approx \frac{275}{1,10} = 250$$

Es decir, por los dos métodos, el del coeficiente χ y el de las imperfecciones equivalentes, se llega prácticamente al mismo valor $N_R = 2.200 \text{ kN}$.

Si no se hubiese realizado la corrección de la deformada inicial y se tomase para ésta el valor:

$$a_o = \frac{35,2}{1,15} = 30,6 \text{ mm}$$

resultaría:

$$\frac{N_R}{14.910} + \frac{N_R \cdot 30,6}{1 - \frac{N_R}{4.095.000}} \cdot \frac{1}{1.680 \cdot 10^3} = \frac{275}{1,10}$$

$$N_R \approx 2.300 \text{ kN} > 2.200 \text{ kN}$$

Por análogas razones, si se utilizan métodos E/P, E/EP y EP/EP, en los que la capacidad última de la sección no se considera alcanzada -como en los métodos elásticos- cuando la deformación unitaria en un borde alcanza el valor correspondiente al límite elástico, hay que corregir las expresiones de a_o . En la *tabla 4.3 de las Recomendaciones*, figuran las diferentes formulaciones de a_o , tomadas del Eurocódigo 3, Parte 1 (ENV 1993-1-1).

Por otra parte, para el análisis global de estructuras porticadas o asimilables, se considerará que los soportes tienen una inclinación de valor:

$$\phi = k_c \cdot k_s \cdot \phi_o$$

siendo k_c y k_s factores de reducción, que dependen del número de tramos de pilares del pórtico en el plano del pandeo considerado, y la inclinación básica $\phi_o = 1/200$.

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}} \leq 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}} \leq 1,0$$

siendo:

n_c número de pilares en el plano de pandeo considerado

n_s número de tramos verticales de pilares en dicho plano

Estas expresiones, que son de uso más frecuente en estructuras de edificación, son de aplicación también en el caso de puentes, como muestran los ejemplos siguientes:

PÓRTICO LONGITUDINAL



FIGURA 4.4

$$n_c = 3$$

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{3}} = 0,91$$

$$n_s = 1 \quad k_s = 1$$

$$\phi = 0,91 \cdot 1 \cdot \frac{1}{200} = \frac{1}{219}$$

PÓRTICO TRANSVERSAL DE UN TABLERO RÍGIDAMENTE UNIDO A LAS PILAS

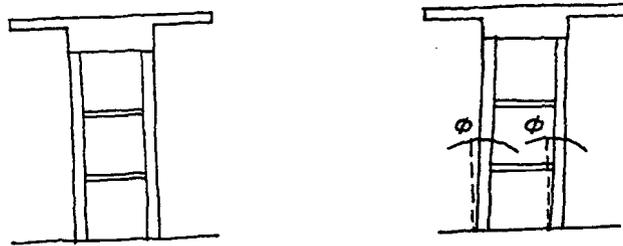


FIGURA 4.5

Por un lado, se tiene $n_c=2$ y, por tanto, $k_c=1$. Debido, por otra parte, a que la práctica totalidad de la carga vertical se transmite en la coronación de los pilares, es más lógico interpretar, en este caso, que existe un único tramo de pilar, de manera que $n_s=1$ y $k_s=1$, siendo la inclinación resultante $\phi_0 = 1/200$.

Suele ser útil en muchas aplicaciones prácticas, sustituir las imperfecciones equivalentes, curvatura e inclinación de la barra, por las cargas equivalentes que se deducen a continuación:

a) Cargas equivalentes a la curvatura de las barras

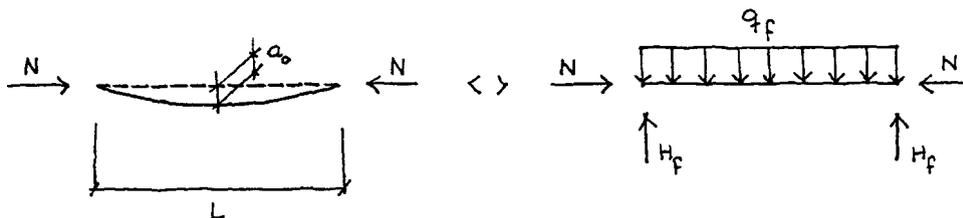


FIGURA 4.6

En la situación de equilibrio de la pieza, se tiene que cumplir:

$$N \cdot a_0 = \frac{q_f \cdot L^2}{8}$$

luego:

$$q_f = \frac{8N \cdot a_0}{L^2}$$

Las reacciones de apoyo serán:

$$H_f = \frac{q_f \cdot L}{2} = \frac{4 N \cdot a_o}{L}$$

Este método de las cargas equivalentes reproduce el modelo de análisis del soporte biarticulado comprimido, cuya capacidad resistente vendrá determinada por la capacidad de la sección central solicitada por una compresión N y una flexión $M = (q_f \cdot L^2)/8$, en cuya determinación se utilizará la flecha amplificada:

$$a = a_o \frac{1}{1 - N/N_E}$$

El método de las cargas geométricas equivalentes a las imperfecciones estructurales suele ser de gran utilidad para analizar estructuras de arriostramiento.

Este es el caso, por ejemplo, del tablero isostático de un puente mixto constituido por dos vigas. Durante el proceso de montaje de la estructura metálica y de hormigonado del tablero, será necesario arriostrar las cabezas comprimidas y formar un plano de arriostramiento que transmita los esfuerzos debidos a las imperfecciones (y los provocados por el viento) a los apoyos.

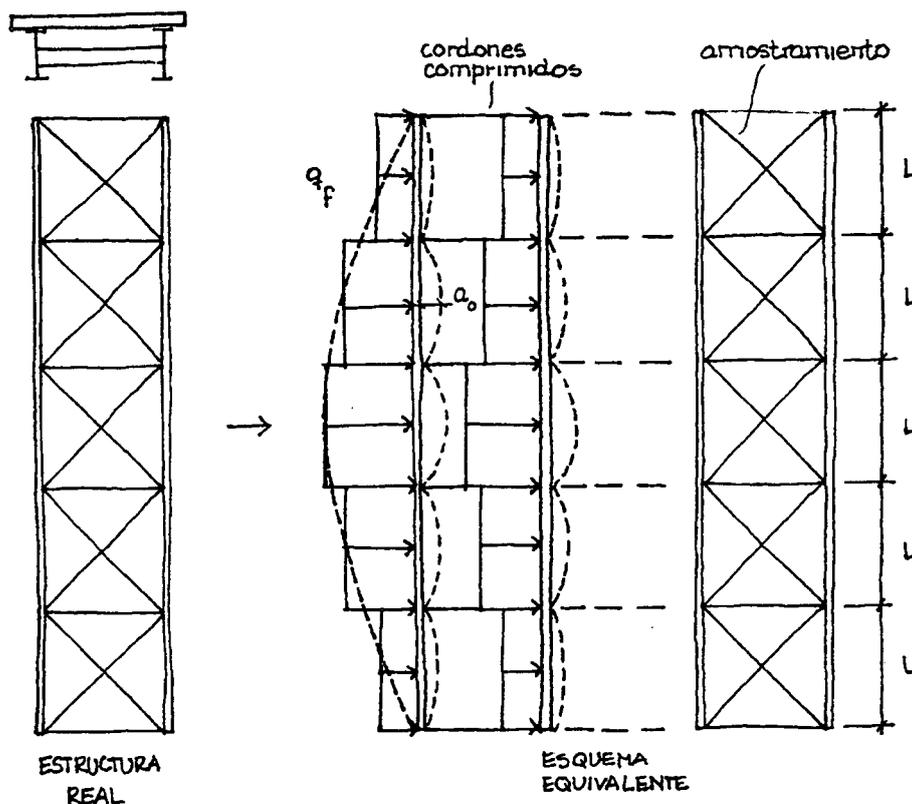


FIGURA 4.7

La estructura de arriostamiento, constituida fundamentalmente por los dos cordones comprimidos de las vigas principales más el sistema complementario de diafragmas transversales y diagonales, es equivalente a la estructura representada esquemáticamente en la figura 4.7, en la que la curvatura de los cordones comprimidos genera cargas q_f , en cada tramo, de valor:

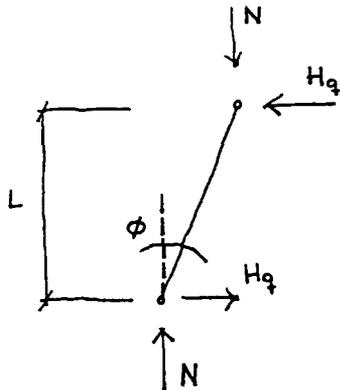
$$q_f = \frac{8N \cdot a_0}{L^2}$$

Estas cargas permiten el dimensionamiento del sistema de arriostamiento y ponen de manifiesto, también, la necesidad de analizar el riesgo de pandeo de los cordones comprimidos, los cuales, a estos efectos, pueden considerarse apoyados en los diafragmas transversales.

Si para estas cargas el sistema de arriostamiento es suficientemente rígido (lo que se suele interpretar que se verifica si su deformación en el centro no supera $nL/2.500$, siendo n el número de tramos parciales y nL , por tanto, la longitud

total del tablero), entonces no es necesario amplificar el valor de a_0 y podrá tomarse el valor inicial considerado.

b) *Cargas equivalentes a la inclinación de los soportes*



La inclinación ϕ de los soportes genera fuerzas horizontales en los puntos de introducción de las cargas, de valor:

$$H_q = \phi N$$

FIGURA 4.8

4.4 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE UNA SECCIÓN

4.4.1 Anchura eficaz de las alas de una sección

En las verificaciones correspondientes a los estados límite de servicio (plastificaciones locales, desplazamientos, vibraciones y fisuración), se debe considerar una reducción en la anchura de las alas, tanto comprimidas como traccionadas, para tener en cuenta que la transferencia del esfuerzo rasante a las alas se genera en el punto de encuentro del alma con las alas y su difusión en éstas no es uniforme, sino que se concentra en la posición del alma para ir desvaneciéndose a medida que se aleja de ella.

El proceso tradicional de cálculo consiste en sustituir el ala real, solicitada por unas tensiones que se distribuyen sin uniformidad, por un ala con una "anchura eficaz" en la que las tensiones se distribuyen uniformemente, de manera que el esfuerzo resultante de la integración de tensiones aplicadas a la anchura correspondiente es el mismo en ambos casos.

El esquema muestra la equivalencia entre el ancho real del ala y el ancho eficaz a considerar en los cálculos.

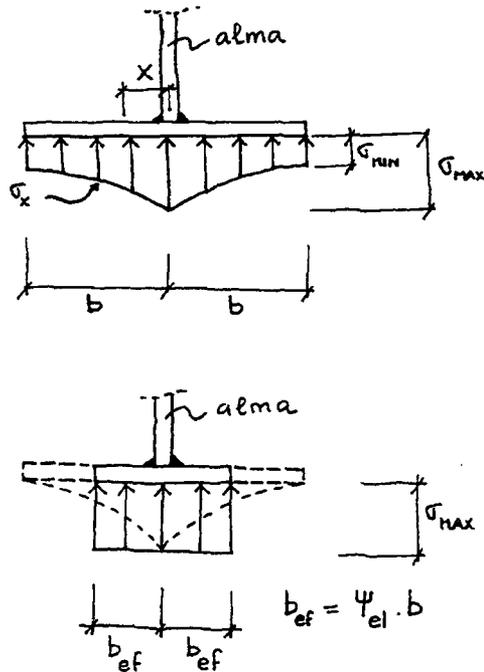


FIGURA 4.9

En los casos habituales, en los que $\psi_{el} > 0,20$, la ley de variación de las tensiones a lo ancho del ala se puede calcular mediante las expresiones:

$$\sigma_{min} = \sigma_{max} (1,25 \psi_{el} - 0,25)$$

$$\sigma_x = \sigma_{min} + (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \left(1 - \frac{x}{b}\right)^4$$

donde:

ψ_{el} coeficiente que se obtiene con las formulaciones de la tabla 4.5 de las Recomendaciones, en función de la geometría de la estructura y del tipo de carga

Para el rango de valores más frecuentes en puentes, la relación entre tensiones extremas será:

$\psi_{el} = \frac{b_{ef}}{b}$	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$	0,250	0,375	0,500	0,625	0,750	0,875	1,000

Los valores de ψ_{ei} , que dependen de la posición de la sección que se está estudiando, se obtendrán a partir de las definiciones que figuran en los gráficos siguientes.

DISTRIBUCIÓN DE ANCHURAS EFICACES

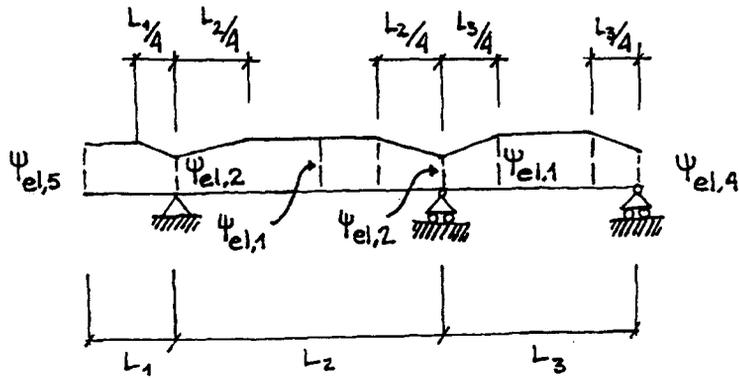


FIGURA 4.10

(El valor de $\psi_{ei,5}$ que se toma igual a la unidad en el caso de carga uniforme en el voladizo, se podrá tomar igual a $\psi_{ei,2}$ en el caso de que se trate de una carga puntual en su extremo.)

DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LONGITUDES EFICACES

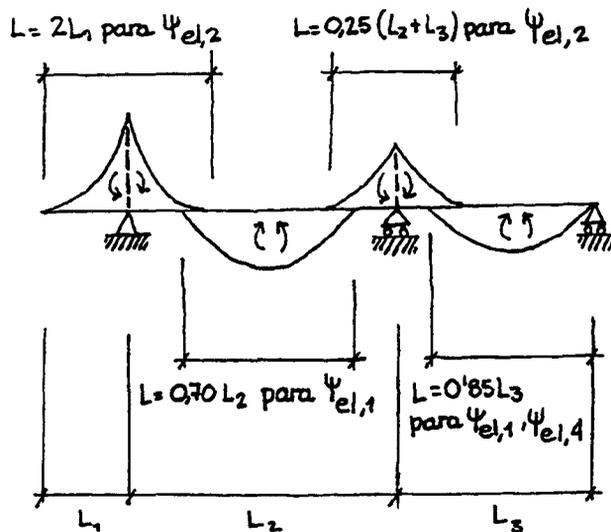
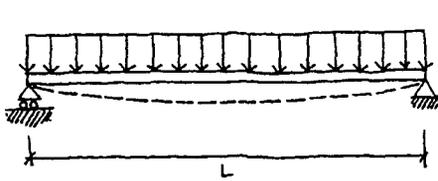


FIGURA 4.11

Los valores de ψ_{el} en los casos más habituales son:

Caso 1. Centro de vano de vigas isostáticas o continuas

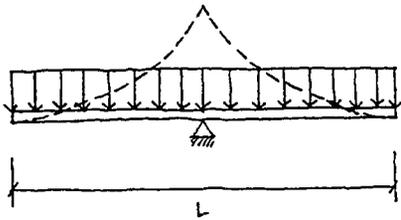


$$\Psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \text{para } \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\Psi_{el,1} = 1 \quad \text{para } \frac{b}{L} < \frac{1}{20}$$

$\frac{b}{L}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$
$\Psi_{el,1} = \frac{b_{ef}}{b}$	0,59	0,71	0,80	0,94	0,97	1,00

Caso 2. Apoyos de vigas continuas o apoyos de voladizos

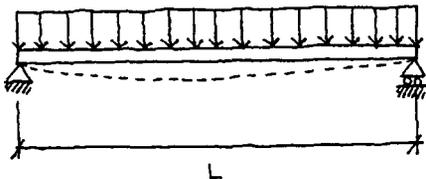


$$\Psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{b}{L}\right) + 1,6 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \text{para } \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20}$$

$$\Psi_{el,2} \quad \text{interpolación lineal entre 0,767 y 1} \quad \text{para } \frac{1}{50} < \frac{b}{L} < \frac{1}{20}$$

$\frac{b}{L}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{50}$
$\Psi_{el,2} = \frac{b_{ef}}{b}$	0,44	0,62	0,71	0,77	0,85	0,92	1,00

Caso 3. Apoyo extremo de vigas



$$\Psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \frac{L}{b}\right) \quad \Psi_1 \leq \Psi_1$$

$\frac{b}{L}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$
$\Psi_{el,4} = \frac{b_{ef}}{b}$	0,37	0,46	0,54	0,75	0,92	1,00

En el caso de alas de cajones rigidizados, la presencia de éstos se manifiesta en una mayor rigidez y, por tanto, en un mejor reparto de las tensiones y en una mayor anchura eficaz de las alas, en relación con la análoga sin rigidizar. Ello se tiene en cuenta (art. 4.5.2) considerando un aumento de ancho eficaz, en función de la relación entre el área de los rigidizadores y de la chapa rigidizada o, lo que es lo mismo, incrementando el valor del coeficiente ψ_{el} .

$$b' = b \sqrt{1 + \frac{A_s}{b_t}}$$

o bien:

$$\psi'_{el} = \psi_{el} \sqrt{1 + \frac{A_s}{b_t}}$$

Para las relaciones habituales de $\frac{A_s}{b_t}$ resulta:

$\frac{A_s}{b_t}$	0,10	0,20	0,30	0,40
$\frac{b'}{b} = \frac{\psi_{el}}{\psi'_{el}}$	1,05	1,10	1,15	1,18

Para estados avanzados de carga, aun sin tener en cuenta la presencia de tensiones residuales provocadas por los procesos de soldadura, la tensión máxima σ_{max} que se produce en el encuentro entre el alma y el ala alcanzará el límite elástico del material y el ala comenzará a plastificarse.

El proceso de desarrollo de tensiones y deformaciones unitarias será aproximadamente el siguiente, para el caso concreto puesto como ejemplo, en que $\sigma_{max}/\sigma_{min} = 2$ ($\psi_{el} = 0,60$). Cuando la deformación de la placa, comprimida o en tracción, en el borde haya alcanzado el valor ϵ_y , la tensión en todos los puntos de la placa coincidirá con el límite elástico.

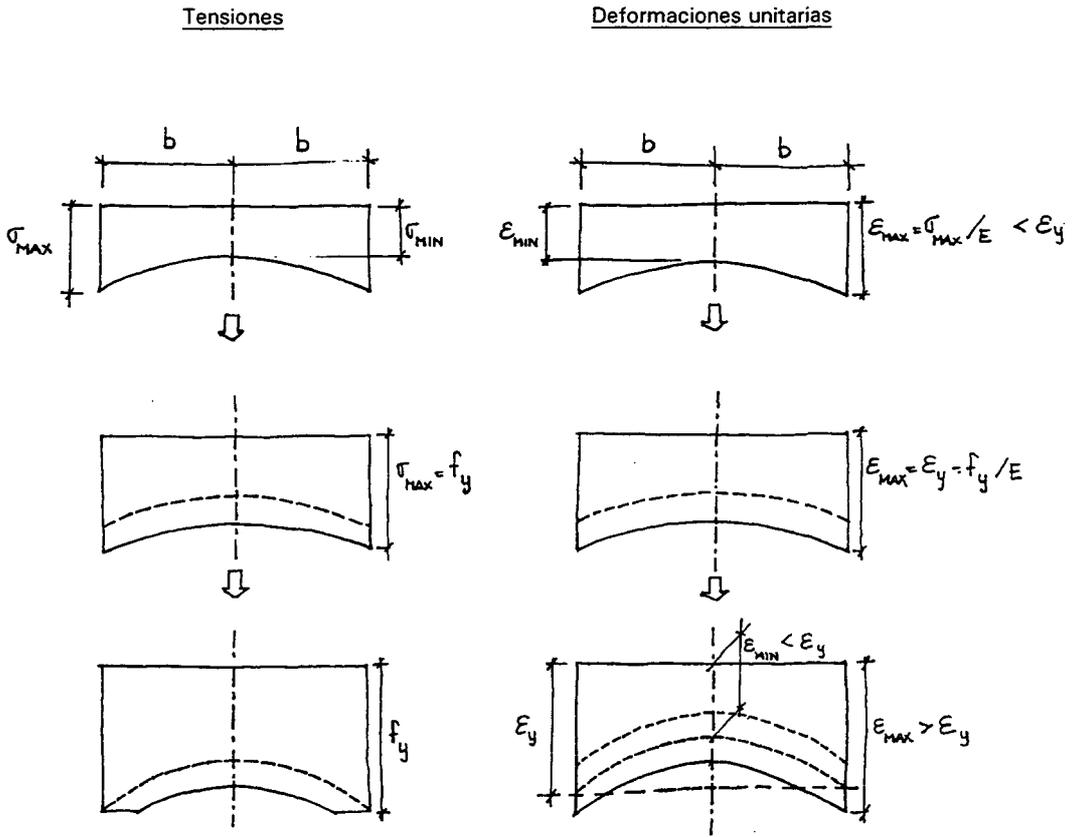


FIGURA 4.12

Quiere esto decir que, para estados avanzados de carga, no tiene sentido utilizar el coeficiente ψ_{el} , que se ha deducido suponiendo un comportamiento puramente elástico de la sección. Por otra parte, cuando la placa esté comprimida, su esbeltez deberá ser suficientemente pequeña para que se alcance la plastificación sin que se haya producido abollamiento.

En el transcurso de los debates de la preparación de las Recomendaciones, al tratar del comportamiento de paneles rigidizados, se recopiló, como se muestra en el cuadro adjunto, la relación entre anchura eficaz en E.L.U., esto es, con un comportamiento esencialmente elástico de la estructura, y en E.L.S., según diferentes autores.

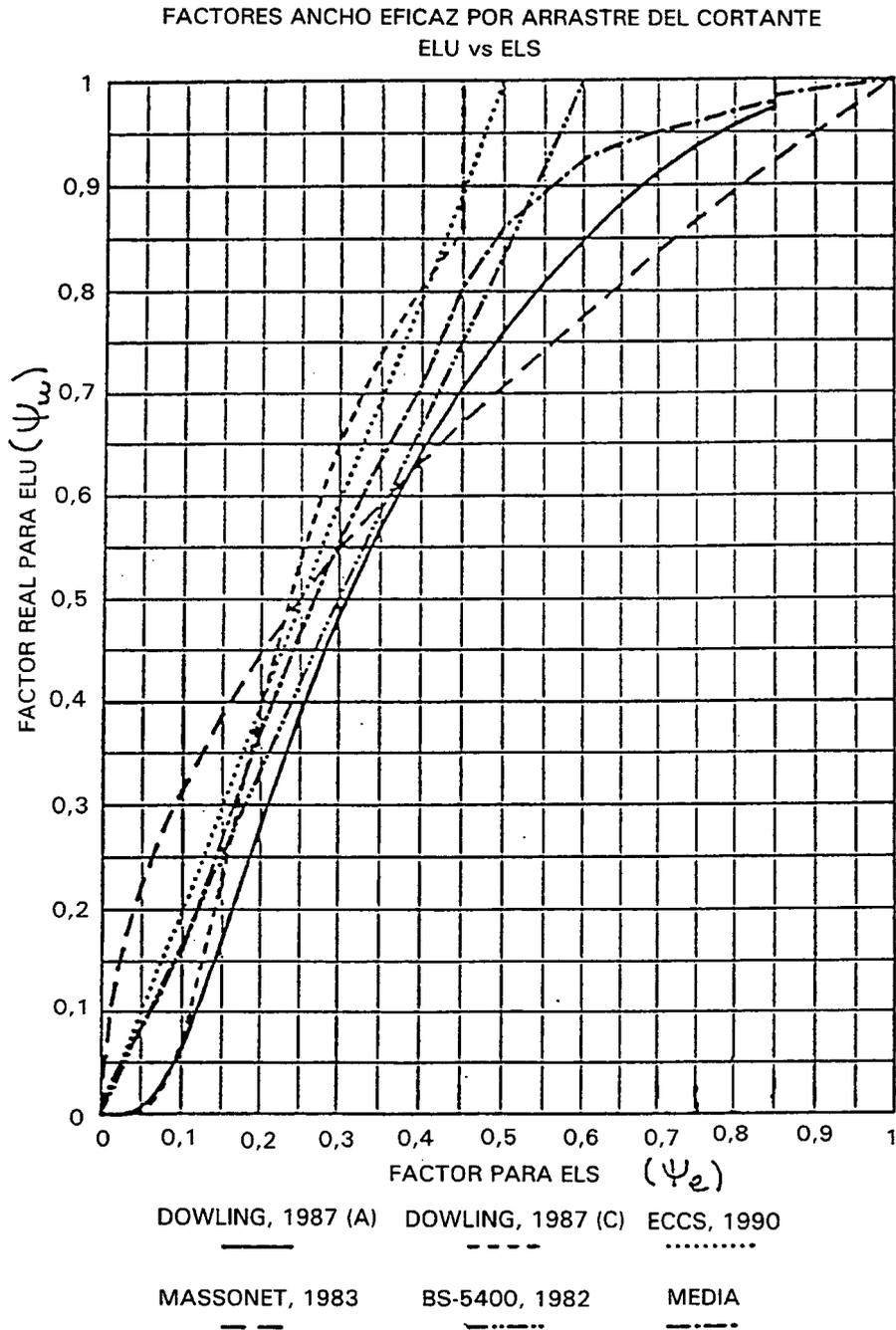


FIGURA 4.13

La presencia de importantes tensiones residuales y la variación de los parámetros deformacionales en estados avanzados de carga invalidan los simples esquemas expuestos que, sin embargo, ponen de manifiesto la existencia de deformaciones unitarias superiores a los correspondientes al límite elástico del material.

En cualquier caso, es evidente que el concepto de anchura eficaz tiene un origen puramente elástico, pero que su valor real estará influido por el nivel de deformaciones. También es claro que, si los niveles de deformación para estados avanzados de carga son muy superiores al valor de ε_y , el coeficiente ψ superará el valor de ψ_{el} . Una forma de evaluar el valor de ψ , entre el valor ψ_{el} y el máximo $\psi_{ult} = 2\psi_{el}$, será utilizar el esquema siguiente (en el que ε es la deformación unitaria producida por las cargas exteriores en el encuentro del alma con el ala).

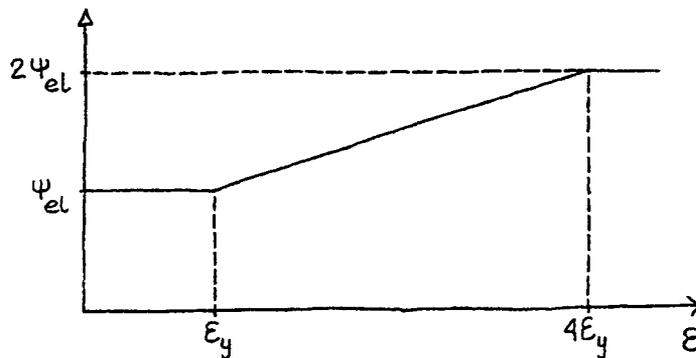


FIGURA 4.14

En muchos casos, la influencia práctica del valor ψ puede no ser significativa, tanto en la determinación de los efectos de las acciones como de las sollicitaciones con las que se comprueba la seguridad en los E.L.U. Un índice de su influencia está en la variación de las reacciones de apoyo de la estructura que se está evaluando. En muchos casos prácticos, es muy limitada la importancia de la variación de ψ en las diferentes secciones estructurales y es posible utilizar un único modelo de cálculo, tanto para E.L.S. como E.L.U., simplificando desde este punto de vista el modelo general de cálculo empleado.

Pero existen otros casos en los que la influencia de esta variación puede ser mucho más importante, como por ejemplo, cuando el ancho del ala de una viga o la anchura de tablero que se puede asociar a ella es muy grande en relación con la luz entre apoyos (relación b/L muy grande). Esto sucede por ejemplo en el caso de tableros de puentes arco, en tableros atirantados o en estructuras en celosía.

En cada caso, es el proyectista el que debe decidir la forma adecuada de modelizar la estructura, sobre la base de los pertinentes análisis de sensibilidad.

Pero, sobre todo, es al analizar la respuesta estructural cuando se manifiesta con más claridad la importancia de una acertada elección del ancho eficaz. En todas las comprobaciones relacionadas con los estados límite de servicio y con el de

fatiga, es imprescindible utilizar el ancho eficaz elástico adecuado para cada sección. El ancho eficaz en la comprobación de la seguridad en E.L.U. dependerá del nivel de deformaciones con el que se considera alcanzado dicho estado, de acuerdo con el esquema ψ - ϵ antes representado, con un valor máximo $\psi_{ult} = 2\psi_{et}$.

4.4.2 Homogeneización de secciones mixtas

La determinación de las características mecánicas de una sección mixta se basa en el tradicional método del coeficiente de equivalencia, que permite la sustitución de la sección real por una sección equivalente de acero.

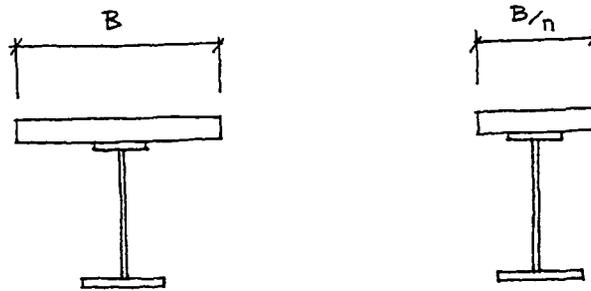


FIGURA 4.15

El valor de n es la relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón.

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

Para acciones instantáneas se toma para E_c el valor determinado según las expresiones del artículo 3.6 de las RPX-95, en función del tiempo t de aplicación de la carga. Para t = 28 días, los valores de n para diferentes tipos de hormigón, serán:

$f_{ck} [N/mm^2]$	25	30	35	40	45	50
$E_{c,28} [N/mm^2]$	32.000	33.600	35.000	36.300	37.500	38.700
$n = \frac{210.000}{E_{c,28}}$	6,56	6,25	6,00	5,78	5,60	5,42

En el caso de las cargas permanentes, hay que tomar en consideración el efecto de la fluencia. En las Recomendaciones RPX-95 se plantean, para ello, dos métodos alternativos:

- a) **Método del módulo efectivo**, en el que se toma como módulo de elasticidad del hormigón el valor:

$$E_{c,ef}(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c,28}} \cdot \varphi(t, t_0)}$$

siendo:

$E_c(t_0)$ módulo de elasticidad del hormigón correspondiente al instante t_0 en que se aplica la carga permanente que se está considerando

Cuando $t = 28$ días, la expresión se reduce a:

$$E_{c,ef}(t, 28) = \frac{E_{c,28}}{1 + \varphi(t, 28)}$$

Los valores de $\varphi(t, t_0)$ se determinan de acuerdo con las expresiones que figuran en la Instrucción de Hormigón Estructural. También pueden utilizarse las establecidas en el Eurocódigo 2 y en el Código-Modelo CEB-FIP/90. En los comentarios de este último texto, se incluye la siguiente tabla de valores de $\varphi(70, t_0)$, que resultan tras 70 años de carga de la estructura.

Edad al cargar, t_0 (días)	Sequedad atmosférica, (HR = 50%)			Humedad atmosférica (HR = 80%)		
	Espesor equivalente $2A_c / u$ [mm]					
	50	150	600	50	150	600
1	5,8	4,8	3,9	3,8	3,4	3,0
7	4,1	3,3	2,7	2,7	2,4	2,1
28	3,1	2,6	2,1	2,0	1,8	1,6
90	2,5	2,1	1,7	1,6	1,5	1,3
365	1,9	1,6	1,3	1,2	1,1	1,0

Los valores anteriores son de aplicación para hormigones a una temperatura media entre 10°C y 20°C, aunque estacionalmente se produzcan variaciones entre -20°C y +40°C. También son válidas aunque la humedad relativa varíe marcadamente alrededor de los valores medios indicados. Tanto en las

Instrucciones españolas como en el Código-Modelo citado y en el Eurocódigo 2, se facilitan expresiones para precisar el valor de ϕ a considerar en función de los parámetros que intervienen en la evolución de las deformaciones provocadas por las cargas permanentes.

- b) **Método del módulo efectivo con edad ajustada.** El método anterior se suele considerar, en el caso de las estructuras de hormigón, suficientemente preciso si las tensiones en el hormigón entre el momento en que se produce la sollicitación y el instante considerado, varían menos de un 20%. En otros casos, o cuando se desee una precisión mayor, hay que efectuar una corrección para tener en cuenta la progresiva reducción de la tensión en el hormigón, utilizando un coeficiente reductor $j(t, t_0)$ que se aplica al valor de la fluencia:

$$E_{c,ef}^* = \frac{E_c(t_0)}{1 + j(t, t_0) \cdot \frac{E_c(t_0)}{E_{c,28}} \cdot \phi(t, t_0)}$$

En las Recomendaciones, se facilita la expresión más general del parámetro de ajuste $j(t, t_0)$ que se puede tomar también de los gráficos incluidos en el Boletín 215 (marzo 1993) del CEB.

En los comentarios al Código-Modelo, además se facilita una expresión simplificada que aporta resultados suficientemente aproximados para valores medios del coeficiente de fluencia y para el análisis a $t = \infty$ de los efectos de la fluencia:

$$j = \frac{\sqrt{t_0}}{1 + \sqrt{t_0}}$$

t_0 (días)	10	20	30	50	100
j	0,76	0,82	0,85	0,87	0,91

En coherencia con estos valores, en dichos comentarios se sugiere la utilización de un valor $j=0,8$ en los casos más habituales en los que la carga se ha producido entre los 10 y los 30 días desde el hormigonado.

En el caso de que la introducción de las tensiones de compresión se haga lentamente, por ejemplo al mismo ritmo de la evolución de la fluencia, se

puede tomar $j=0,6$. Esto puede ocurrir, por ejemplo, cuando se analicen las consecuencias de asientos diferenciales que se producen en períodos dilatados de tiempo.

Conviene también señalar que el efecto de la fluencia en una sección mixta, es significativamente menor que el que puede tener en una sección de hormigón, por el hecho de que sólo influye en la parte de hormigón de la sección, y porque las deformaciones diferidas se ven frenadas por la parte metálica. De hecho, si en una sección de hormigón la fluencia provoca un incremento en las deformaciones de valor $\phi \cdot f_i$, siendo f_i los valores iniciales provocados por las cargas permanentes que se están considerando, en una sección mixta, la rigidez de la sección no suele reducirse más allá del 20% por efecto de la fluencia.

Por otra parte, en los puentes mixtos construidos sin apear, la parte de la carga permanente (pavimento, aceras, barandillas, barreras, etc.) que interviene en la fluencia, es una parte pequeña de la carga permanente total del puente.

Hay que recordar, por otra parte, que la precisión exigible a los cálculos debe estar en sintonía con la precisión de los valores con los que hay que contrastar. En los E.L.S., los valores límite de flechas, plastificaciones localizadas, vibraciones o fisuración no son el resultado de estudios o experimentaciones determinantes, sino que son unos valores aceptados de forma general porque las estructuras anteriormente construidas avalan su bondad. La determinación, sin embargo, de las contraflechas en estructuras construidas por procesos evolutivos (voladizos sucesivos, por ejemplo) puede requerir un estudio riguroso de la evolución de las deformaciones.

En las verificaciones correspondientes a los E.L.U., si la estructura proyectada es suficientemente dúctil, los efectos de la fluencia (y de la retracción combinada) no influyen prácticamente en la capacidad última de la sección. Sí, en cambio, puede tener más importancia en estructuras poco dúctiles, en las que se alcanza el E.L.U. para valores muy reducidos de deformaciones, giros y flechas. Pero, en estos casos, la precisión que se necesitará para evaluar los efectos de la fluencia (y otros efectos similares como los provocados por la retracción, temperatura o asientos diferenciales), recuerda la fragilidad de la estructura y lo problemático de su concepción.

4.4.3 Fisuración del hormigón

La caracterización mecánica de las secciones mixtas en las que el hormigón se encuentra traccionado, ha de tener en cuenta la variación de las rigideces seccionales, consecuencia de su fisuración.

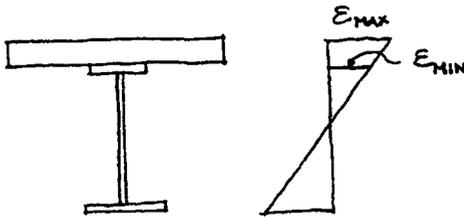


FIGURA 4.16

Para ello, las Recomendaciones RPX-95 establecen diferentes criterios, basados en las deformaciones en tracción que se producen en la losa de hormigón para el estado límite que se esté considerando. Dichas tracciones de referencia se habrán determinado para los esfuerzos supuesto el hormigón sin fisurar. Se habrán considerado, por tanto, las inercias brutas para caracterizar las secciones.

- **1^{er} Caso:** $\epsilon_{max} < \epsilon_{ct}$

Sección no fisurada. Se tomará la inercia bruta I_b de la sección.

A estos efectos se puede considerar $\epsilon_{ct} = 100 \times 10^{-6}$

- **2^o Caso:** $\epsilon_{min} < \epsilon_{ct} < \epsilon_{max}$

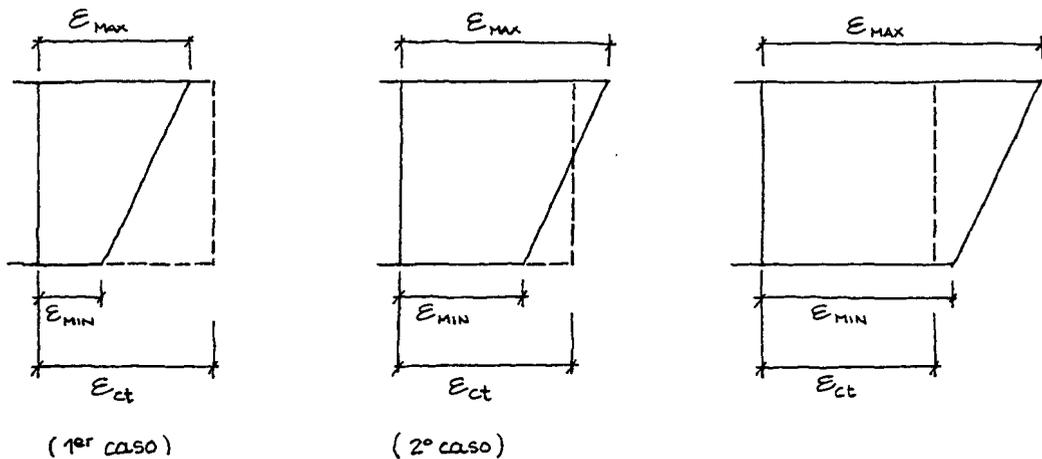


FIGURA 4.17

- **3^{er} Caso:** $\epsilon_{min} > \epsilon_{ct}$

Sección fisurada. Se tomará la inercia fisurada de la sección I_f , sin tener en cuenta el efecto de la rigidez del hormigón entre fisuras.

En el 2º caso, cuando $\epsilon_{min} < \epsilon_{ct} < \epsilon_{max}$, se pueden utilizar dos procedimientos:

- Utilizar un valor intermedio entre el de la inercia bruta y la inercia fisurada, por ejemplo, el que resulta de utilizar la expresión siguiente:

$$I = I_f + (I_b - I_f) \alpha$$

siendo:

$$\alpha = \frac{\epsilon_{ct} - \epsilon_{min}}{\epsilon_{max} - \epsilon_{ct}}$$

Cuando $\epsilon_{min} = \epsilon_{ct}$ (frontera con el 2º caso):	$\alpha = \frac{\epsilon_{ct} - \epsilon_{ct}}{\epsilon_{max} - \epsilon_{ct}} = 0$ $I = I_f$
--	---

Cuando $\epsilon_{max} = \epsilon_{ct}$ (frontera con el 1º caso):	$\alpha = \frac{\epsilon_{ct} - \epsilon_{min}}{\epsilon_{ct} - \epsilon_{min}} = 1$ $I = I_b$
--	--

lo que queda expresado en la figura 4.18.

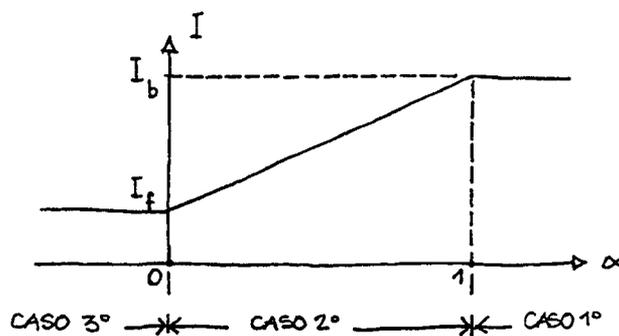


FIGURA 4.18

- Utilizando un diagrama momento-curvatura que tenga en cuenta el efecto de la rigidez provocada por la colaboración del hormigón entre fisuras. Ello se podrá tener en cuenta, a su vez, de dos formas:

- b.1) Utilizando un diagrama ideal $\sigma-\epsilon$ (figura 4.18) para el hormigón traccionado, en el que $f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$ es la tensión media de tracción del hormigón y ϵ_{cf} la deformación correspondiente al límite elástico de las armaduras.
- b.2) Utilizando un diagrama ideal tensión-deformación para el acero de armar (figura 4.19), basado en el comportamiento de un elemento traccionado de hormigón armado, para determinar el diagrama momento-curvatura de las diferentes secciones con el hormigón traccionado.

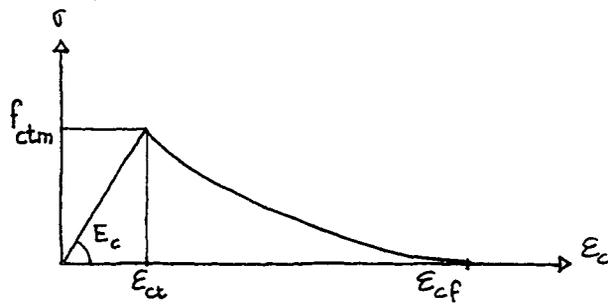


FIGURA 4.19

En definitiva, se trata de sustituir la losa traccionada de hormigón armado de la sección mixta por un tirante ficticio constituido por las armaduras exclusivamente, cuyo comportamiento queda caracterizado por el diagrama $\sigma-\epsilon$ representado, deducido del comportamiento de un tirante de hormigón armado.

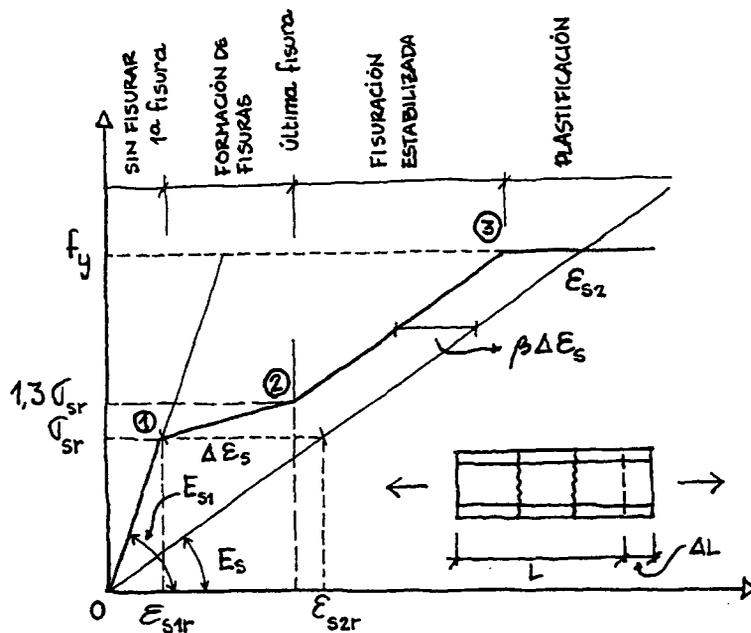


FIGURA 4.20

Los puntos característicos ①, ② y ③ del diagrama simplificado que representa el comportamiento real del tirante fisurado se determinan de la siguiente forma:

- Inmediatamente antes de la fisuración, se debe cumplir:

$$N_{cr} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm} + A_s \cdot n \cdot f_{ctm}$$

- Inmediatamente después de la fisuración, en la sección fisurada:

$$N_{cr} = \sigma_{sr} \cdot A_s$$

por tanto:

$$\sigma_{sr} = f_{ctm} \left(\frac{A_{c,ef}}{A_s} + n \right)$$

- La deformación correspondiente ε_{s1r} valdrá:

$$\varepsilon_{s1r} = \frac{f_{ctm}}{E_c} = \frac{\sigma_{sr}}{E_c \left(\frac{A_{c,ef}}{A_s} + n \right)} = \frac{\sigma_{sr}}{n \cdot E_c \left(\frac{A_{c,ef}}{n \cdot A_s} + 1 \right)}$$

o bien:

$$\varepsilon_{s1r} = \frac{\sigma_{cr}}{E_{s1}}$$

siendo, por tanto:

$$E_{s1} = E_s \left(\frac{A_{c,ef}}{n \cdot A_s} + 1 \right)$$

El punto ①, situado en la línea 0-① cuya pendiente es E_{s1} , tendrá por coordenadas:

$$\left\{ \varepsilon_{s1r}, \sigma_{cr} \right\}$$

La línea ②-③ será paralela a la línea que pasa por el origen y tiene pendiente E_s , estando desplazada hacia el eje de ordenadas una distancia de valor:

$$\beta \Delta \varepsilon_s \begin{cases} \beta = 0,40 \text{ para acciones de corta duración} \\ \beta = 0,25 \text{ para acciones de larga duración} \end{cases}$$

siendo:

$$\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{s2r} - \varepsilon_{s1r} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} - \frac{\sigma_{sr}}{E_{s1}}$$

El punto ② está situado en esa línea, siendo su ordenada $1,3 \cdot \sigma_{cr}$.

El punto ③ está situado en la intersección de la misma línea y su ordenada es $\sigma_{s2} = f_y$.

Como valor de $A_{c,ef}$ (de acuerdo con el Código Modelo CM-90 para el caso de losas en tracción), se podrá tomar el menor de los dos indicados en el gráfico.

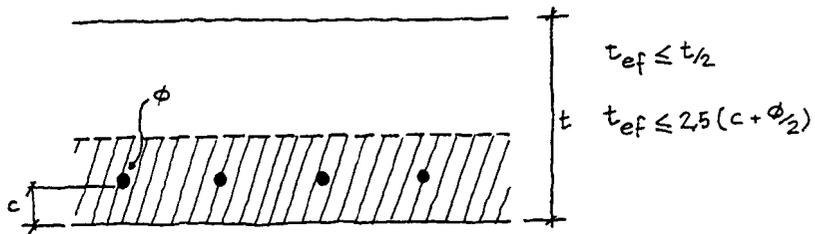


FIGURA 4.21

Ejemplo:

Tirante de 900 cm^2 de sección eficaz con hormigón H-30, armado con $4\phi 16$ de acero S-500 para cargas de corta duración ($n = 6$).

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (30)^{2/3} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

• Punto ①

$$\sigma_{sr} = 2,9 \left(\frac{900}{8} + 6 \right) = 343 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{s1} = 210.000 \left(\frac{900}{6 \cdot 8} + 1 \right) = 4.147.500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{s1r} = \frac{343}{4.147.500} = 82,7 \cdot 10^{-6}$$

• Punto ②

$$\Delta \varepsilon_s = 343 \left(\frac{1}{210.000} - \frac{1}{4.147.500} \right) = 1633 \cdot 10^{-6} - 83 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta \varepsilon_s = 1.550 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta \Delta \varepsilon_s = 0,40 \cdot 1.550 \cdot 10^{-6} = 620 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1,3 \sigma_{sr}}{E_s} - \beta \Delta \varepsilon_s = \frac{1,3 \cdot 343}{210.000} - 620 \cdot 10^{-6} = 1.503 \cdot 10^{-6}$$

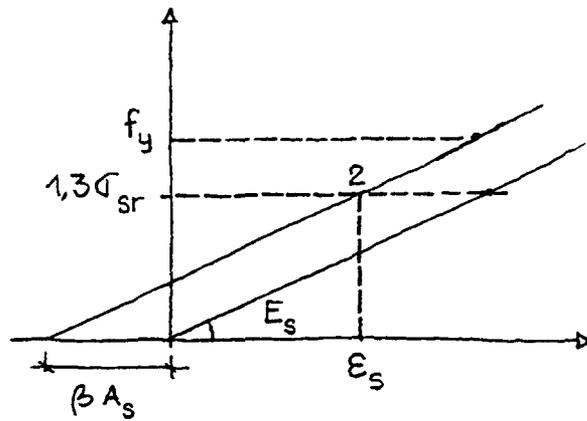


FIGURA 4.22

• Punto ③

$$\sigma_s = f_y = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_s = \frac{500}{210.000} - 620 \cdot 10^{-6} = 1.761 \cdot 10^{-6}$$

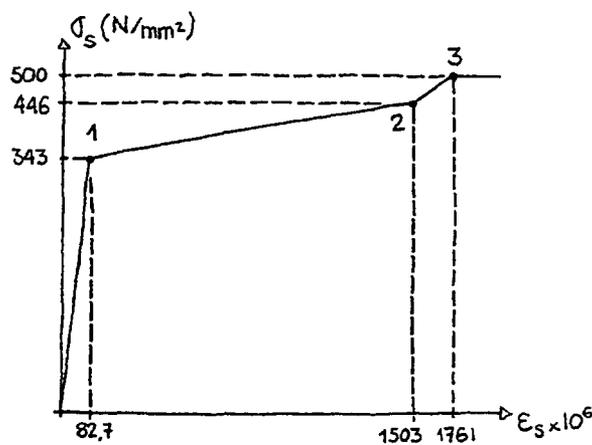


FIGURA 4.23

La precisión requerida para la modelización de la influencia de la fisuración, vendrá dada por la naturaleza de la comprobación que se está realizando.

En las verificaciones correspondientes a los estados límite de servicio, en general, no será necesaria una gran precisión al evaluar las flechas del puente o al controlar el riesgo de plastificaciones localizadas. Por ello, se justifica la aplicación de criterios simplificados como los que señalan las Recomendaciones (figura 4.23), que se podrán aplicar cuando la tensión de tracción en la sección de apoyos, determinada por la sección bruta supere el valor de $0,15 f_{ck}$. Se recomienda que se aplique este procedimiento simplificado cuando las luces de los vanos intermedios sean similares (diferencias de hasta el 20%), el canto constante y el vano lateral sea del orden del 60% del vano central.

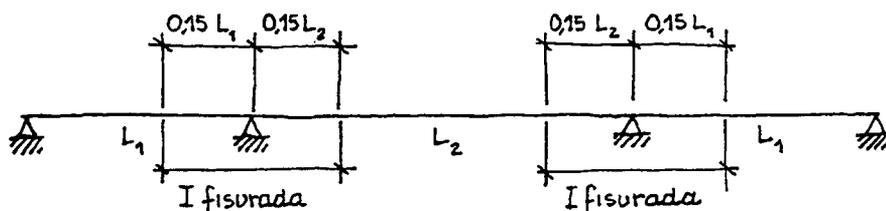


FIGURA 4.24

4.5 ANÁLISIS DIFERIDO

Todas las acciones que provocan compresiones permanentes en el hormigón de una estructura mixta isostática o hiperestática pueden generar unos efectos (flechas, esfuerzos, reacciones de apoyo...) que, en mayor o menor medida, varían a lo largo del tiempo. Esto ocurre con las acciones como las cargas muertas (o el peso propio de la losa en construcciones apeadas), las de pretensado, las provocadas por asentamientos diferenciales del terreno o por procesos de desnivelación de apoyos. El efecto correspondiente equivale al de una deformación impuesta que es lo que se produce en el tablero entre el momento inicial de aplicación de la carga y el instante, generalmente $t = \infty$, que se está tomando en consideración. En el caso bien conocido de los efectos de la retracción en una viga continua, las reacciones de apoyo (y, por consiguiente, flechas y esfuerzos a lo largo de la viga) varían desde un valor nulo, para $t = 0$, a un valor límite, R_i , para $t = \infty$.

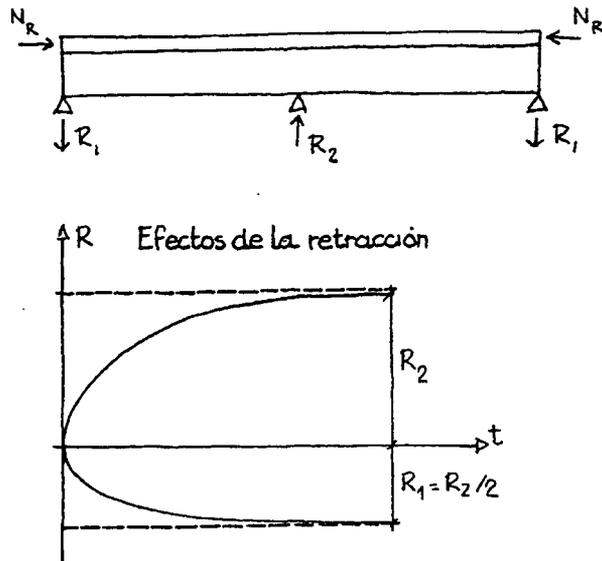


FIGURA 4.25

La presencia de estas reacciones hiperestáticas ΣR , cuya suma debe ser nula, provoca una redistribución en el tiempo de las reacciones que habrían generado las cargas exteriores.

A efectos prácticos, suele ser suficientemente preciso aceptar que la evolución del comportamiento estructural entre $t=0$ y $t=\infty$ queda reflejado utilizando los valores de las características homogeneizadas de la sección para $t=0$ y para $t=\infty$.

La precisión de los resultados así obtenidos será tanto mayor en la medida que las relaciones $(EI)_{\infty}/(EI)_0$ sean muy parecidas para todas las secciones de la viga.

Cuando la fluencia produzca modificaciones significativas en las reacciones de apoyo (lo que ocurre, por ejemplo, en el caso de que se produzcan asentamientos diferenciales considerables), las Recomendaciones sugieren la utilización de un cálculo detallado, que constará de tres pasos de cálculo:

- **Paso 1:** Cálculo de reacciones iniciales para las acciones que se están considerando, con las características mecánicas de las secciones correspondientes a $t=0$:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{ci}}$$

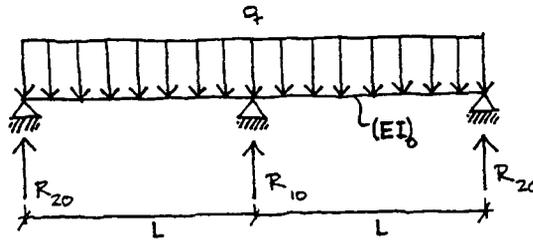


FIGURA 4.26

- **Paso 2:** Cálculo de las deformaciones en apoyos provocadas por las acciones y reacciones del caso anterior, siendo las características mecánicas de las secciones, las correspondientes a $t=\infty$.

$$n = \frac{E_s}{E_{ci}} (1 + j \phi)$$

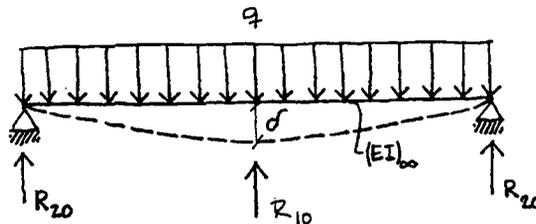


FIGURA 4.27

- **Paso 3:** Cálculo de esfuerzos y deformaciones generadas en la estructura para unas cargas puntuales en apoyos que provocan una deformación igual y contraria a la obtenida en el paso anterior. El valor de las características mecánicas serán las del paso anterior.

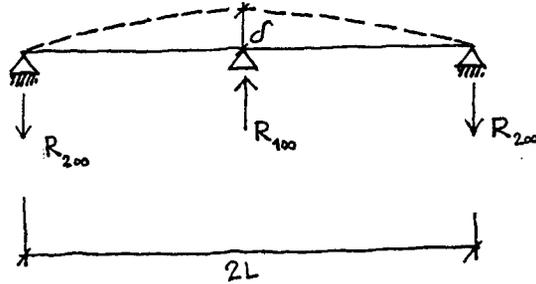


FIGURA 4.28

Se considera que la suma de las reacciones, esfuerzos y deformaciones deducidos en los *pasos 2 y 3* es una aproximación suficiente de su variación en el tiempo.

En los casos en que se necesite una mayor precisión en la evaluación de los efectos de las acciones (por ejemplo, las flechas de un puente mixto construido por voladizos), podría ser necesario realizar un análisis "paso a paso" que permita seguir la evolución en el tiempo de unas flechas que hay que controlar para asegurar que la geometría del puente construido llega a coincidir, dentro de las tolerancias aceptadas, con la del puente proyectado.

En el caso de puentes continuos hormigonados por fases, el proceso detallado de cálculo será similar y está expresado en el esquema siguiente.

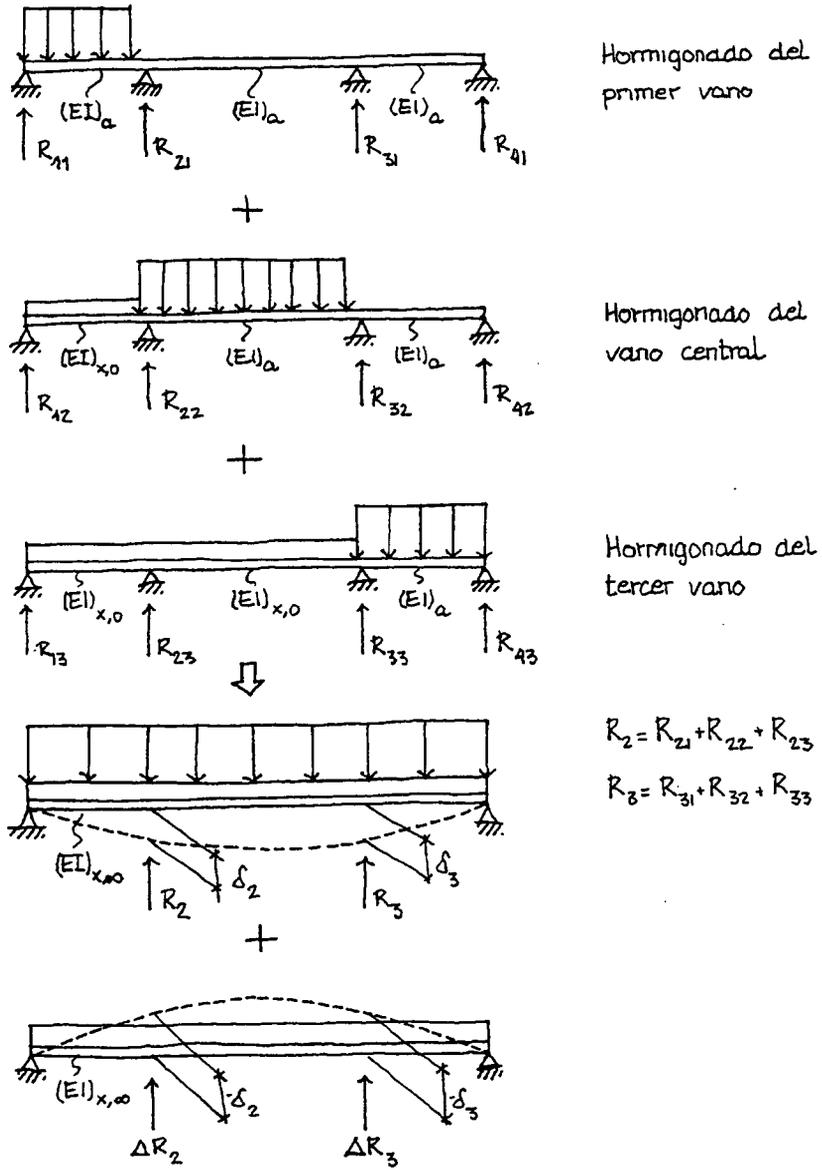


FIGURA 4.29

5. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

ÍNDICE

Pág.

5. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

5.1	GENERALIDADES.....	127
5.2	ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA	127
5.3	ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DEL ALMA.....	132
5.4	ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES.....	141
5.5	ESTADO LÍMITE DE PLASTIFICACIONES LOCALES	149
5.6	ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.....	153

5. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

5.1 GENERALIDADES

La verificación de los estados límite de servicio tiene por objetivo asegurar la funcionalidad, durabilidad y aspecto del puente. Se considera alcanzado dicho objetivo si determinados parámetros que hay que calcular se sitúan por debajo de unos valores límite establecidos en las Recomendaciones.

Para calcular los parámetros que van a ser comparados con los valores límite, la modelización de la estructura debe tener en cuenta todos aquellos factores que influyen en el comportamiento que se analice y, en particular, la influencia de la retracción, fluencia, temperatura, asientos diferenciales o provocados por la desnivelación de apoyos, así como los efectos provocados por el pretensado mediante cables. Por otra parte, las características mecánicas de las secciones que configuran el modelo estructural definido deben tener en cuenta también los efectos provocados por el fenómeno de flexibilidad frente al rasante (también denominado "arrastre de cortante") y las consecuencias de la fisuración del hormigón traccionado.

La rigidez torsional se determinará también teniendo en cuenta lo establecido en el apartado 4.7 de la RPX-95, para las losas de hormigón, y en el apartado 4.6 de la RPM-95, para las celosías metálicas.

5.2 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA

La geometría de la rasante del tablero debe aproximarse a la teóricamente definida en el proyecto, con el objetivo de lograr un adecuado nivel de comodidad y de seguridad para los usuarios de la carretera.

El parámetro más adecuado para establecer los límites aceptables de las desviaciones es el ángulo que forma la rasante real de la estructura deformada con la teórica. Dicho valor límite dependerá lógicamente de la velocidad de diseño de la carretera. También dependerá de la tipología de la estructura. En una estructura isostática de varios vanos, el quiebro determinante de la rasante será el que se produce encima de los apoyos intermedios, como suma de los generados en los dos tableros contiguos.

Los valores límite establecidos en las Recomendaciones son los siguientes:

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	$L/2000$	$L/1200$	$L/800$
Puentes de varios vanos isostáticos	$L/4000$	$L/2300$	$L/1600$
Puentes continuos	$L/1500$	$L/900$	$L/600$

Estas cifras, suponiendo que la flecha máxima se produce en el centro del vano, equivalen a una desviación angular cuyo valor aproximado (supuesta una deformada parabólica) es el definido en el esquema:

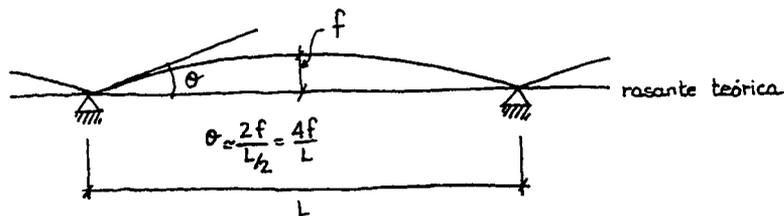


FIGURA 5.1

siendo los valores límite de f los que figuran un solo vano en el cuadro.

En el caso de tableros isostáticos de, esto supone:

Autopistas, autovías y vías rápidas: $\vartheta_{\max} = \frac{4}{2000} = 2\text{‰}$

Carreteras con circulación rápida: $\vartheta_{\max} = \frac{4}{1200} = 3,3\text{‰}$

Carreteras con circulación lenta: $\vartheta_{\max} = \frac{4}{800} = 5\text{‰}$

Cuando se trata de puentes isostáticos de varios vanos iguales, estos valores se reducen a la mitad ($\vartheta_{\max} = 1\text{‰}$, $1,65\text{‰}$, y $2,5\text{‰}$, respectivamente) dado que la percepción del cambio de rasante corresponde a la suma de la generada en cada uno de los tableros contiguos.

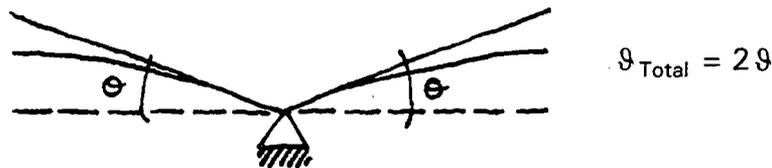


FIGURA 5.2

En el caso de los puentes continuos, la discontinuidad se produce de una forma más gradual y por ello se pueden admitir valores 33% superiores a los considerados para los puentes isostáticos de un solo vano, esto es, 2,7‰ (equivalente a L/1500), 4,4‰ (equivalente a L/900) y 6,6‰ (equivalente a L/600).

En resumen, el quiebro máximo admisible en cualquier punto de la rasante, medido por la variación angular, es:

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	2 ‰	3,3 ‰	5 ‰
Puentes isostáticos de varios vanos	1 ‰	1,65 ‰	2,5 ‰
Puentes continuos	2,7 ‰	4,4 ‰	6,6 ‰

A partir de estos criterios, se puede determinar la contraflecha con la que ha de construirse el tablero de manera que, a lo largo de toda su vida útil, la deformada de la estructura para las acciones permanentes se aleje de la rasante teórica en valores inferiores a los indicados.

La forma de determinar la flecha debida a la carga permanente será:

- a) *Flecha debida al peso propio de la estructura metálica, f_1 .* Se determina de forma inequívoca.
- b) *Flecha debida al peso del hormigón del tablero, f_2 .* En el caso de que la estructura se construya sin apear, este valor puede variar según el ritmo y el orden en que se llevará a cabo el hormigonado del tablero. Si todo el hormigón se extiende de una sola vez y en un plazo muy breve, será la estructura metálica la que soportará todo el peso del hormigón y las características mecánicas serán las de las secciones metálicas.

Si se hormigona el tablero por etapas, las características de las secciones serán las del acero estructural en los tramos que se están hormigonando y las de las secciones mixtas en los tramos contiguos en los que el hormigón ya ha fraguado. En estos casos, hay que evaluar correctamente el módulo de elasticidad del hormigón, en función del tiempo transcurrido desde el hormigonado, y tener en cuenta también que la eficacia de la conexión hormigón-acero se verá reducida por la juventud del hormigón. Además, con el tiempo, se manifestarán los efectos de la fluencia, por lo que las flechas evolucionarán y existirán dos valores de f_2 : uno para $t=0$ y otro para $t=\infty$.

En el caso de la construcción apeada, la flecha debida al peso del hormigón se determinará a partir de las características de las secciones mixtas. Existirá también una flecha inicial y una flecha diferida.

- c) *Cargas permanentes*, f_3 (pavimento, aceras y barreras de contención de vehículos). Se determinarán los valores para $t=0$ y para $t=\infty$, con las cargas actuando sobre la estructura mixta.
- d) *Retracción*, f_r . Salvo casos especiales, se podrá considerar que la retracción inicialmente es nula y se acumula a tiempo infinito.

En resumen:

	t = 0	t = ∞	Diferencia
Peso propio e.m.	f_1	f_1	0
Peso hormigón:			
- Construcción sin apear (hormigonado continuo y rápido)	f_2^*	f_2^*	0
- Construcción sin apear (por etapas)	f_2^{**}	$f_2^{**} + \Delta f_2^{**}$	Δf_2^{**}
- Construcción apeada	f_2^{***}	$f_2^{***} + \Delta f_2^{***}$	Δf_2^{***}
Cargas muertas	f_3	$f_3 + \Delta f_3$	Δf_3
Retracción	—	f_r	f_r

El valor de la contraflecha será:

$$(f_1 + f_2 + f_3) + p \cdot (\Delta f_2 + \Delta f_3 + f_r) = \Sigma f + p \cdot \Sigma \Delta f$$

El valor de p , porcentaje de la suma de flechas diferidas, se determinará de manera que el valor de $p \cdot (\Delta f_2 + \Delta f_3 + f_r)$, diferencia entre la rasante real y la teórica para $t=0$, sea inferior a los valores límite establecidos y que el valor $(1-p) \cdot (\Delta f_2 + \Delta f_3 + f_r)$, diferencia entre la rasante teórica y la rasante para $t = \infty$, también lo sea.

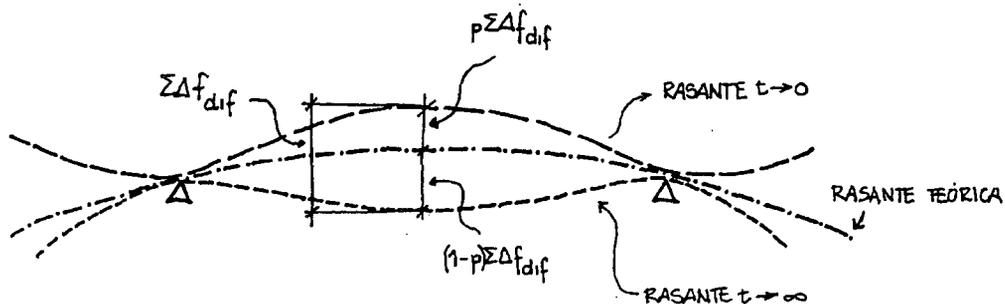


FIGURA 5.3

La precisión de los cálculos requeridos para la determinación de los diferentes componentes de las flechas iniciales y diferidas dependerá, lógicamente, de la proximidad a los valores límite. Cuando, en la práctica, estemos alejados de dichos límites, el grado de precisión requerido será inferior y, en particular, podría ser menos trascendente la evaluación precisa de las flechas para un determinado proceso constructivo.

Por otra parte, la robustez del puente está relacionada con la flecha que resulta cuando se aplica la sobrecarga. Por ello, se establece en las Recomendaciones la limitación de flecha a $L/1000$ en puentes de carretera sin peatones, y a $L/1200$ en pasarelas y puentes de carretera con peatones, para la parte de las sobrecargas de la combinación frecuente ($\psi = 0,6$).

En el texto de las Recomendaciones se recuerda, además, la importancia de estudiar los procesos de soldadura que pueden generar deformaciones en la estructura, las cuales no serán admisibles si superan las tolerancias especificadas en el capítulo 10.

También es necesario confirmar que, con los valores de la contraflecha establecida, las geometrías inicial y final del tablero no provocan inesperados puntos bajos donde se pueda acumular el agua o que, cuando la presencia de puntos bajos sea inevitable, se prevean dispositivos eficaces de drenaje.

5.3 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES DEL ALMA

La notable esbeltez del alma de las estructuras de los puentes metálicos y mixtos, pueden generar, en ocasiones, desplazamientos transversales significativos con consecuencias indeseables. Por ello, conviene establecer limitaciones que reduzcan los consiguientes riesgos. Aunque las consecuencias de un exceso de esbeltez afectan, como luego veremos, tanto al estado límite de servicio, como al último o al de fatiga, se han incluido estas limitaciones en forma de un estado límite de servicio, el de deformaciones del alma, porque limitando estas deformaciones, estableciendo límites prácticos para la esbeltez y controlando tensiones, se logran evitar los riesgos inherentes.

Las razones para limitar la esbeltez, son:

- a) *Estéticas*: una excesiva esbeltez puede provocar, en fase de servicio, abollamientos en la zona comprimida del alma que, aun cuando suelen influir poco o nada en la seguridad última de la estructura, afectan negativamente al aspecto de la obra.
- b) *Psicológicas*: la presencia de tal abollamiento y una excesiva deformabilidad pueden generar, a los ojos de los profanos, inquietud sobre la seguridad global de la estructura.
- c) Impedir que se produzca un cambio brusco en la geometría de equilibrio de la chapa del alma (fenómeno denominado "snap-trough" en la terminología anglosajona), con el consiguiente efecto dinámico indeseable.
- d) Reducir el riesgo de fisuración en la soldadura que une el alma con el ala; un exceso de flexibilidad puede generar vibraciones transversales de pequeña amplitud, pero de gran número de ciclos, que en ocasiones se han identificado como el origen de fisuras longitudinales de fatiga en los cordones de soldadura.
- e) Eliminar la posibilidad de que se produzca un pandeo localizado en el alma, debido a la curvatura que toma el ala durante el proceso de flexión y que induce tensiones de compresión en el plano del alma y cuyo valor es inversamente proporcional a la curvatura producida por la flexión.

En el caso de vigas rectas, el riesgo de pandeo localizado del alma se elimina si se cumple la condición:

$$\frac{b}{t} \leq 0,55 \frac{E_a}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

La expresión anterior, que ha sido recogida en muchas Normas y Recomendaciones internacionales, se deduce de la consideración del alma como un soporte comprimido por las tensiones generadas como consecuencia de la curvatura de las alas, ρ , provocada por la flexión de una viga simétrica:

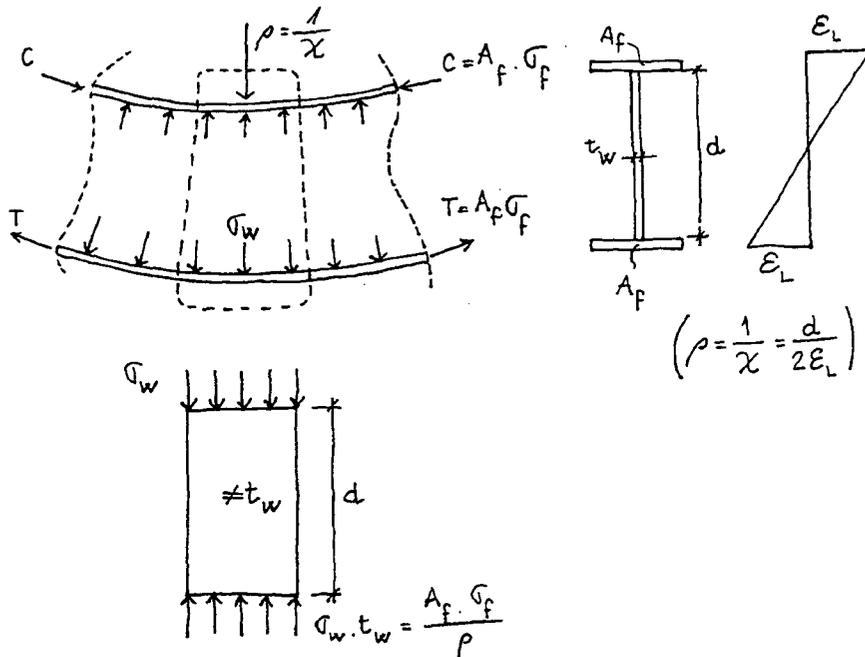


FIGURA 5.4

Suponiendo una sección simétrica en la que la deformación en las dos alas, superior e inferior, es idéntica, resulta:

$$\rho = \frac{b}{2\epsilon_L}$$

Tomando $\epsilon_L = 1,5 \cdot (f_y/E)$ como deformación longitudinal límite de las alas, para tener en cuenta la influencia de las tensiones residuales, y $\sigma_f = f_y$ resulta:

$$\sigma_w = \frac{A_f \cdot \sigma_f}{\rho t_w} = \frac{A_f \cdot f_y \cdot 2 \cdot 1,5 \left(\frac{f_y}{E}\right)}{b t_w} = \frac{3 A_f \cdot f_y^2}{E \cdot b t_w} = \frac{3 f_y^2}{E} \frac{A_f}{A_w}$$

La carga crítica de pandeo del alma de altura b y espesor t_w será:

$$\sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2$$

Aceptando, para el riesgo que se está analizando, un coeficiente de seguridad de 1, se puede expresar:

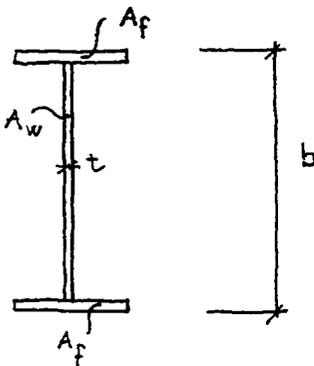
$$\sigma_{cr,y} = \sigma_w$$

es decir:

$$\frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 = \frac{3f_y^2}{E} \frac{A_f}{A_w}$$

resultando:

$$\frac{b}{t_w} \leq \sqrt{\frac{\pi^2}{36(1-\nu^2)}} \frac{A_w}{A_f} \frac{E}{f_y} = 0,55 \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$



Para los aceros S355, dicha relación se convierte en:

$$\frac{b}{t} \leq 325 \sqrt{\frac{A_w}{A_f}}$$

Cuando se utilicen métodos elastoplásticos y se acepten deformaciones máximas, ϵ_{max} , que superen a ϵ_y , lógicamente se debe sustituir la expresión anterior por la siguiente (en la que A_f es el área del ala traccionada):

$$\frac{b}{t} \leq 0,55 \frac{E}{f_y} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{ft}}} \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_y}{\epsilon_{max}}}$$

FIGURA 5.5

Para los valores habituales de A_w/A_f (y para $\epsilon_{max} = \epsilon_y$) tendremos los límites siguientes:

A_w/A_f	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$(b/t)_{lim}$	145	205	251	290	325

En el caso de tratarse de secciones disimétricas, a la vista de los criterios que han servido para deducir la fórmula anterior, la verificación se debe realizar utilizando para A_f la mayor de las áreas de las alas de la sección. En el caso de los puentes de estructura mixta, en general, se utilizará para A_f el área del ala metálica que no está en contacto con el hormigón.

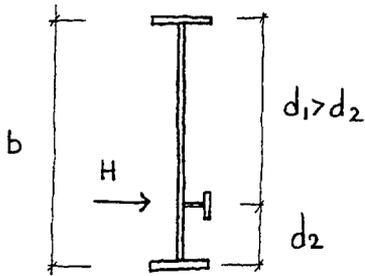


FIGURA 5.6

Cuando las almas estén rigidizadas longitudinalmente, se tomará para b la mayor de las distancias entre rigidizadores longitudinales o de éstos con las alas superior o inferior. Para ello, los rigidizadores longitudinales deberán dimensionarse para una carga transversal por unidad de longitud, equivalente al 1% de $\sigma_w \cdot t_w$.

$$H = \frac{1}{100} \frac{3 f_y^2}{E} \frac{A_f}{b}$$

En general, se trata de un valor muy pequeño que no tiene importancia práctica.

En el caso de que se trate de una viga curva, habrá que considerar, además del efecto de la curvatura de flexión, la influencia de la curvatura de las alas, sumándose ambos efectos.

$$\rho = \rho_g + \frac{bE}{3f_y}$$

siendo:

ρ_g curvatura geométrica del ala en el plano del alma.

La influencia de esta curvatura geométrica puede ser muy significativa, como se ve en el ejemplo siguiente:

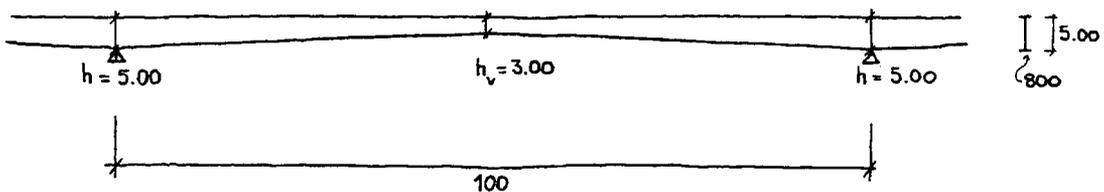


FIGURA 5.7

El valor de ρ_g será aproximadamente:

$$\rho_g = \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{2(h_a - h_v)} = \frac{(50)^2}{2(5,00 - 3,00)} = 625 \text{ m}$$

mientras que el valor de ρ debido a la flexión será:

$$\rho = \frac{800}{3} \frac{210.000}{355} 10^{-3} = 157 \text{ m}$$

y, la curvatura total, a estos efectos:

$$\rho = 625 + 157 = 782 \text{ m}$$

Una excesiva esbeltez de las almas puede provocar también (cuando la geometría real del alma adopta una forma próxima al 2º modo de pandeo del que, para determinado nivel de compresiones, puede pasar bruscamente al 1º) un cambio de configuración de equilibrio acompañado, por su rapidez, de un efecto dinámico que puede ser percibido por el profano como anuncio de colapso estructural.

Algunos autores han propuesto, basándose en resultados de análisis y experimentos en estructuras metálicas, llevar a cabo un control tensional para acotar este riesgo, con la formulación que ha quedado recogida en las Recomendaciones:

$$\frac{\sigma}{1,1\sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

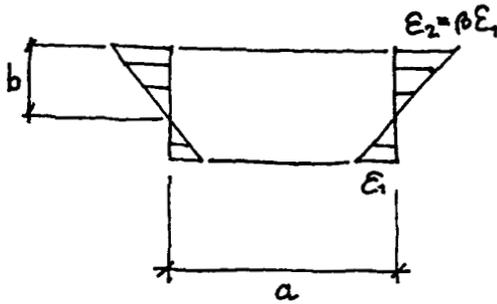
en donde σ y τ son tensiones en la fibra más comprimida del alma correspondiente en la combinación frecuente de las acciones.

Los valores de σ_{cr} y τ_{cr} son:

$$\sigma_{cr} = \varepsilon_{cr} \cdot E_a = 0,9 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot E_a \cdot k_\sigma$$

$$\tau_{cr} = 0,9 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot E_a \cdot k_\tau$$

Los valores de k_σ y k_τ , para el caso de que el panel analizado esté simplemente apoyado en sus cuatro bordes, de acuerdo con los valores que figuran en el capítulo 6 de las Recomendaciones, se determinan a continuación:



$$0 > \beta > -1 \quad k = 7,81 - 6,29 \beta + 9,78 \beta^2$$

$$\beta = -1 \quad k = 23,9$$

$$-1 > \beta > -2 \quad k = 5,98 (1-\beta)^2$$

FIGURA 5.8

Para valores habituales de β en el rango citado, tendremos como valores de $\sigma_{cr} / (t/b)^2$, los siguientes:

β	-0,25	-0,50	-0,75	-1,00	-1,25	-1,50	-1,75	-2,00
k	10,0	13,4	18,0	23,9	30,3	37,4	45,2	53,8
$\frac{\sigma_{cr}}{(t/b)^2} [N/mm^2]$	189×10^4	253×10^4	340×10^4	452×10^4	573×10^4	707×10^4	854×10^4	1017×10^4

El valor de τ_{cr} depende de la relación entre a (distancia entre rigidizadores transversales) y b (altura del alma).

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot 0,9E_a \cdot (t/b)^2$$

siendo:

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/b)^2} \quad \text{si } a/b < 1$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/b)^2} \quad \text{si } a/b \geq 1$$

Para los valores habituales de la relación a/b resultan (vigas con rigidizadores transversales exclusivamente), los valores siguientes de $\tau_{cr} / (t/b)^2$:

a/b	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	$\geq 3,00$
k_τ	25,36	13,49	9,34	7,12	6,34	5,98	5,78
$\frac{\tau_{cr}}{(t/b)^2} [N/mm^2]$	479×10^4	255×10^4	176×10^4	135×10^4	120×10^4	113×10^4	109×10^4

La aplicación del criterio anterior obligaría en muchos casos a esbelteces muy conservadoras porque, de hecho, la unión soldada del alma con las alas de secciones en I coacciona su deformabilidad transversal. En la publicación nº 44 de la ECCS, por ejemplo, se sugiere utilizar como valores de k_σ y k_τ valores intermedios entre los correspondientes a articulación y empotramiento. Para una placa con $\alpha = a/b = 1$, se propone:

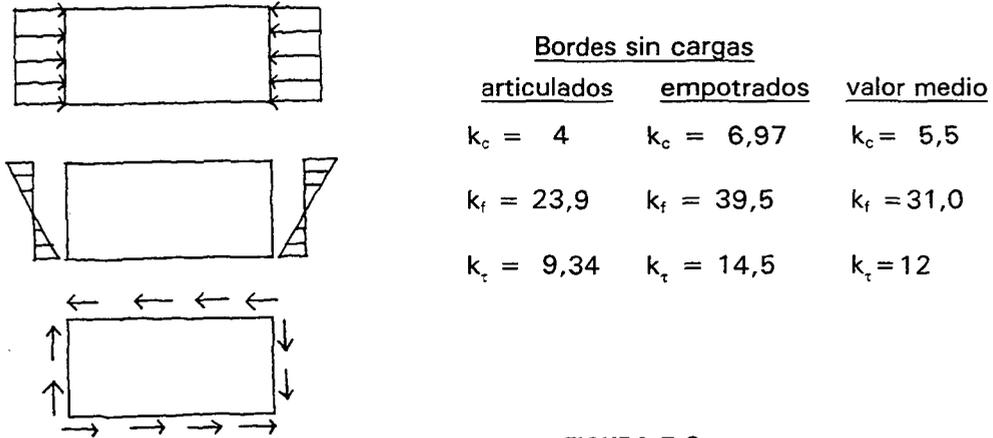


FIGURA 5.9

En dicha publicación y en otros textos especializados, figuran los valores de los coeficientes para otras geometrías y otros casos de carga. Pero, en realidad y como orden de magnitud, las consideraciones anteriores suponen incrementar los valores de k en un 35% aproximadamente para tener en cuenta la coacción de las alas. Si se utilizan los coeficientes correspondientes a la hipótesis de articulación de la placa en sus bordes, la ecuación se transformará en:

$$\frac{\sigma}{1,1 \cdot 1,35 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \cdot 1,35 \tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$$

es decir:

$$\frac{\sigma}{1,5 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,5 \tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$$

Por otra parte, cuando se trata de un puente mixto y la parte de alma comprimida es la que está próxima a la losa de hormigón, además del efecto de coacción que se produce (más importante que en una viga metálica), la rigidez de la losa, tanto longitudinal como transversal, reduce las consecuencias de un eventual cambio de configuración de equilibrio. De manera que en los puentes mixtos es razonable aplicar este control tensional solamente a las almas comprimidas alejadas de la losa de hormigón.

Cuando se trata de secciones en cajón parece aconsejable no incrementar los valores de k , porque la coacción proporcionada por la chapa comprimida rigidizada longitudinalmente es menor que cuando el alma se une a una platabanda de notable espesor de una viga I.

El control tensional puede servir también para evitar el riesgo de fisuración en los cordones de soldadura de la unión alma-ala, debido a las variaciones tensionales provocadas por repetidos desplazamientos de las almas esbeltas de las vigas. En este caso, lógicamente, los valores de σ y τ deben ser los provocados por la sobrecarga definida para la comprobación del estado límite de fatiga.

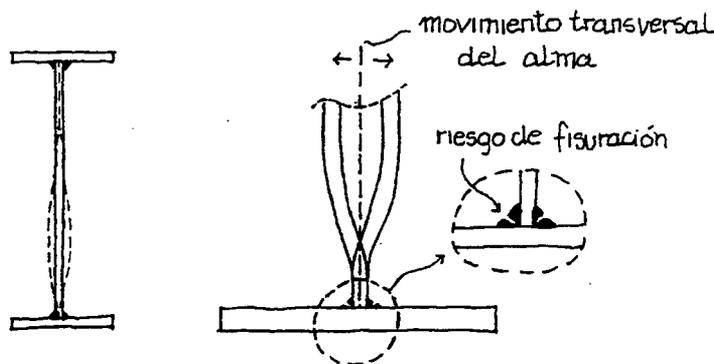


FIGURA 5.10

Además de las comprobaciones anteriores, en las Recomendaciones se han establecido unos criterios acerca de la esbeltez de las almas, que facilitarán el rápido control de sus espesores en los diferentes tramos de una viga y un sensato posicionamiento de los rigidizadores longitudinales en el caso de que sean necesarios o convenientes.

Estos valores pueden ser superados. En particular, en vigas de gran canto, pueden resultar unas limitaciones excesivas. Pero, si no se tienen en cuenta, se deben extremar los controles para asegurar que no se producen los efectos que con estas limitaciones y los criterios anteriores se pretenden evitar.

Para alturas de viga moderadas, teniendo en cuenta la evolución del coste de los materiales y de la mano de obra, puede ser más eficiente aumentar el espesor del alma y reducir el número de rigidizadores necesarios.

Gráficamente, las limitaciones recomendadas son las siguientes (supuesto el acero del tipo S355):

a) **Almas sin rigidizadores longitudinales**

- Vigas continuas o isostáticas con rigidizadores transversales sólo en apoyos:

$$\frac{b}{t_w} \leq 100$$

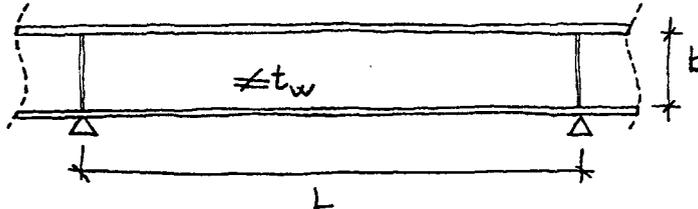


FIGURA 5.11

- Vigas continuas o isostáticas con rigidizadores transversales

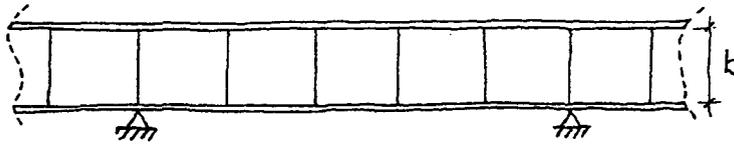


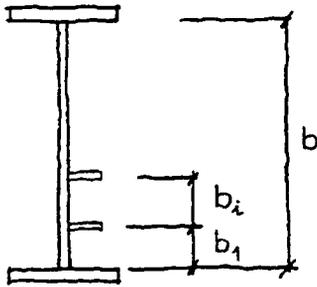
FIGURA 5.12

- Zona central de vigas continuas o isostáticas: $\frac{b}{t_w} \leq 240$
(Q, pequeño)
- Zona de apoyos de vigas isostáticas: $\frac{b}{t_w} \leq 200$
(M, pequeño)
- Zona de apoyos de vigas continuas: $\frac{b}{t_w} \leq 160$
(M y Q, grandes)

b) **Almas con rigidizadores longitudinales y transversales**

- Zona central de vigas continuas o isostáticas: $\frac{b}{t_w} \leq 350$
(Q, pequeño)
- Zona de apoyos de vigas isostáticas: $\frac{b}{t_w} \leq 300$
(M, pequeño)
- Zona de apoyos de vigas continuas: $\frac{b}{t_w} \leq 250$
(M y Q, grandes)

Por otra parte, aunque no está recogido en las Recomendaciones, conviene reseñar algunos criterios que se pueden tener en cuenta al situar los rigidizadores longitudinales. Son los siguientes:



- a) Limitación de la distancia b_1 entre el ala comprimida de un cajón o una viga y el rigidizador longitudinal más próximo:

$$\frac{b_1}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{f_y}{355}}$$

- b) Limitación de la distancia b_i entre dos rigidizadores longitudinales contiguos:

$$\frac{b_i}{t} \leq 80 \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{i,\max}}}$$

FIGURA 5.13

siendo:

$\sigma_{i,\max}$ máxima tensión de compresión en el subpanel, entre los dos rigidizadores considerados, determinada para la combinación poco frecuente en el E.L.S.

5.4 ESTADO LÍMITE DE VIBRACIONES

La imagen imborrable de la catástrofe del Puente de Tacoma, que se produjo en los comienzos de los años 40 en EE UU, recuerda los riesgos inherentes a las vibraciones de las estructuras. Vientos de velocidad moderada activaron la movilidad transversal del tablero del puente colgante que, por su mala concepción, entró en resonancia provocando su colapso.

En estructuras muy esbeltas, como suele ser el caso de puentes colgantes o atirantados, el viento puede generar oscilaciones que conduzcan al colapso del conjunto de la estructura o a la rotura por fatiga de alguno de sus elementos. Se trata de una cuestión que es inevitable analizar cuando se aborda el análisis de grandes estructuras, o de aquéllas que tienen elementos muy esbeltos, y que requiere la colaboración de especialistas en la materia así como, en ocasiones, la realización de ensayos del modelo reducido en túneles aerodinámicos para confirmar los análisis teóricos realizados.

En cualquier caso, estas consideraciones entran en el campo de los E.L.U. y no de los E.L.S. a que se refiere el capítulo 5 de las Recomendaciones.

Es relativamente frecuente que el usuario de una pasarela peatonal o quien discurre por la acera de un puente de carretera sienta una cierta incomodidad e incluso inquietud al percibir las oscilaciones del tablero. En los puentes de carretera esta sensación se puede agudizar cuando coincide el paso por las calzadas del tablero de algún vehículo pesado, en las proximidades de las juntas de dilatación o cuando (como en períodos de obra) la superficie del pavimento es irregular.

En general, en los puentes de carretera, el criterio de robustez que se establece al limitar las flechas máximas admisibles suele conducir a estructuras en las que el efecto de las vibraciones es reducido. En cualquier caso, existen métodos sencillos, como los que se exponen en las Recomendaciones, que permiten corroborar la ausencia de riesgos. Conviene familiarizarse con su uso.

Pero tanto en las pasarelas peatonales como en los puentes de carácter urbano o semi-urbano proyectados con aceras para uso peatonal deben realizarse las verificaciones correspondientes al estado límite de vibraciones, o bien, hacer estudios específicos más avanzados si las características de la estructura (esbeltez, singularidad, localización, etc), así lo aconsejan.

El criterio escogido de comprobación simplificada es que la aceleración (en m/s^2) que se produce en un puente de carretera o en una pasarela peatonal, para unas cargas determinadas, no supere un valor determinado. Esta condición, que coincide con lo dicho al respecto en la BS 5400, Parte 2, se establece con la expresión:

$$a \leq 0,5 \sqrt{f_0}$$

siendo:

f_0 frecuencia del primer modo de vibración vertical de la estructura, expresado en ciclos/s

La expresión que relaciona aceleración, frecuencia y amplitud de vibración con la flecha dinámica, es:

$$d = \frac{a}{(2\pi f_0)^2}$$

Un gráfico típico de la flecha dinámica de una estructura es el siguiente:

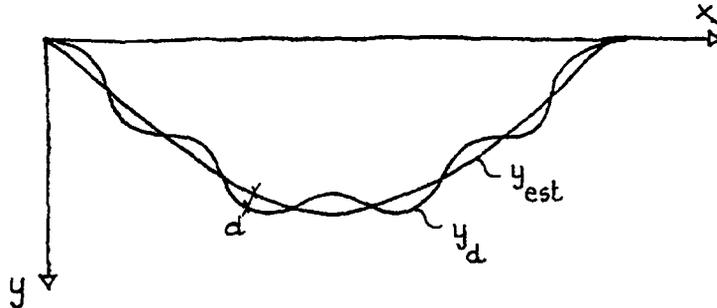


FIGURA 5.14

Para un tramo biapoyado, según J.W. Smith, el factor de carga dinámico es:

$$\phi = \frac{y_d}{y_e} = \frac{1}{1 - \frac{\pi v}{L \omega}}$$

siendo:

- y_e flecha quasi-estática
- y_d flecha dinámica
- v velocidad de la carga móvil, en m/s
- L luz del vano en metros
- ω frecuencia angular, en rad/s

Como $\omega = 2\pi \cdot f_0$, resulta:

$$\phi = \frac{1}{1 - \frac{v}{2L f_0}} = \frac{2L f_0}{2L f_0 - v}$$

La amplitud d de la flecha dinámica valdrá:

$$d = y_d - y_e = y_e (\phi - 1) = y_e \left(\frac{v}{2L f_0 - v} \right)$$

luego:

$$a = 4\pi^2 \cdot f_0^2 \cdot d = 4\pi^2 \cdot f_0 \left(\frac{v}{2L f_0 - v} \right) y_e$$

y, recordando la condición $a \leq 0,5 \sqrt{f_0}$, resulta:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{2L f_0 - v}{8\pi^2 \cdot f_0^2 \cdot v}$$

Considerando una velocidad $v = 130 \text{ km/h} = 36 \text{ m/s}$, se llega finalmente a la expresión:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{L f_0 - 18}{1.400 f_0^2}$$

En las Recomendaciones figura una expresión similar pero ajustada, que corresponde a un valor determinado de la carga para la que hay que calcular el valor de y_e .

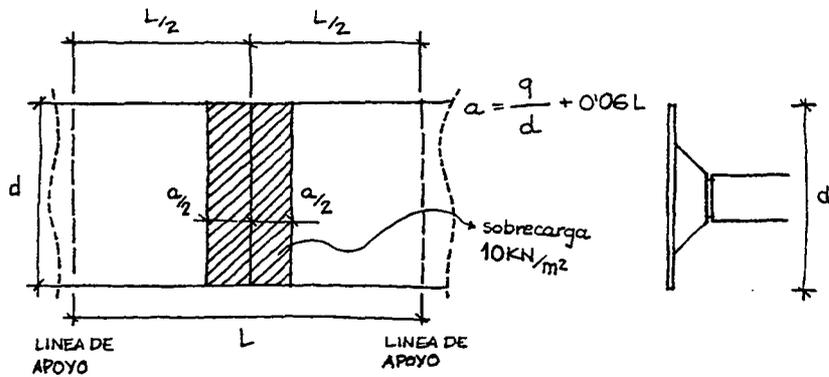


FIGURA 5.15

La expresión que figura en las Recomendaciones es:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{L f_0 - 18}{2.000 f_0^2} \quad (L \text{ e } y_e \text{ en metros})$$

Se puede contrastar la bondad de esta expresión utilizando para ello la formulación clásica de E. Rausch, con un factor de sensibilidad k :

$$k = d \frac{f^2}{2\sqrt{1 + (f_0/10)^2}}$$

siendo:

d la amplitud de la vibración, en milímetros

La Norma DIN 4150/2 (1975) ha adaptado conservadoramente dicha expresión:

$$KB = d \frac{0,8 f^2}{\sqrt{1 + 0,032 f^2}}$$

La relación entre el índice KB y el nivel de percepción se establece en la tabla siguiente:

KB	Clase	Percepción
0,10	A	Imperceptible
0,25	B	Apenas perceptible
0,63	C	Perceptible
1,60	D	Bastante perceptible
4,00	E	Fuertemente perceptible
10,00	F	Muy fuertemente perceptible
25,00	G	Muy fuertemente perceptible
63,00	H	Muy fuertemente perceptible
> 63,00	I	Muy fuertemente perceptible

Las clases A a D ($KB \leq 1,60$) se suelen considerar como aceptables. Las clases E y F, como tolerables y las G, H e I no serían tolerables según la percepción de un peatón característico.

La norma alemana sitúa la frontera entre las percepciones tolerables e intolerables en el valor $KB = 12$. Lo natural será ser más exigente en pasarelas peatonales y en puentes con circulación peatonal significativa y dar como válidos valores en el entorno de $KB = 10$ en aquellos puentes con poco o ningún tráfico peatonal.

Recordando la expresión de d, podemos adoptar la formulación de KB:

$$d = y_d - y_e = y_e (\phi - 1) = y_e \left(\frac{v}{2L f_0 - v} \right) = y_e \frac{18}{L f_0 - 18}$$

$$d = \sqrt{f_0} \frac{L f_0 - 18}{2.000 f_0^2} \frac{18}{L f_0 - 18} = \frac{18 \sqrt{f_0}}{2.000 f_0^2} \quad (\text{metros})$$

Por tanto:

$$KB = \frac{18 \sqrt{f_0}}{2 f_0^2} \frac{0,8 f_0^2}{\sqrt{1 + 0,32 f_0^2}} = \frac{7,2 \sqrt{f_0}}{\sqrt{1 + 0,32 f_0^2}}$$

En el rango de frecuencias más habituales, para el primer modo de vibración vertical de un puente, resultan los valores siguientes:

f_0	KB
1	7,1
2	9,0
3	11,0
4	11,7
5	12,0
6	12,0
7	11,9
8	11,7
9	11,4
10	11,1
11	10,8
12	10,5
13	10,3
14	10,0
15	9,7

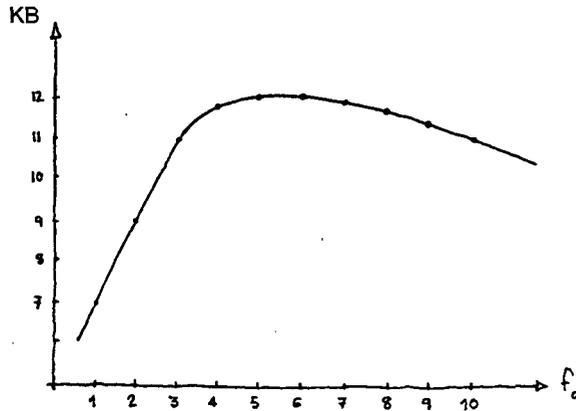


FIGURA 5.16

Como se ve, las formulaciones anteriores aseguran que el factor de sensibilidad KB está en todos los casos por debajo del valor 12, considerado como el umbral de lo intolerable. Se puede decir, por tanto, que la formulación planteada, que limita la flecha estática en función de la frecuencia del primer modo de vibración:

$$y_e \leq \sqrt{f_0} \frac{L f_0 - 18}{2.000 f_0^2}$$

asegura que no se supera el umbral de las vibraciones intolerables.

Para las pasarelas peatonales, se puede tomar:

$$a = 4 \pi^2 f^2 \cdot y_{din}$$

siendo:

$$y_{din} = k \cdot \psi \cdot y_{est}$$

y_{est} flecha estática producida por un peatón de 750N de peso, situado en la posición más desfavorable

Imponiendo la condición $a \leq 0,5 \sqrt{f_0}$:

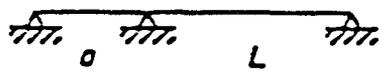
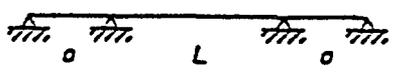
$$4 \pi^2 f_0^2 \cdot k \cdot N \cdot y_{est} \leq 0,5 \sqrt{f_0}$$

luego:

$$y_{est} \leq \frac{\sqrt{f_0}}{80 f_0^2 \cdot k \cdot \psi}$$

expresión que figura en las Recomendaciones.

El coeficiente k depende de la configuración del esquema estructural:

Configuración	all	k
	0	1,0
	1,0 0,8 <0,6	0,7 0,9 1,0
	1,0 0,8 <0,6	0,6 0,8 0,9

El coeficiente ψ , factor de respuesta dinámica, es función de la luz del vano principal y del índice de amortiguamiento de la estructura. En la tabla siguiente figuran rangos característicos de valores de dicho coeficiente para diversos tipos de estructura.

Tipo de construcción	mínimo	medio	máximo
Hormigón armado	0,008	0,013	0,020
Hormigón pretensado	0,005	0,010	0,017
Estructuras mixtas	0,003	0,006	—
Estructuras de acero	0,002	0,004	—

En el gráfico siguiente, se representan los valores de ψ en función de la luz del vano principal para distintos valores del índice de amortiguamiento:

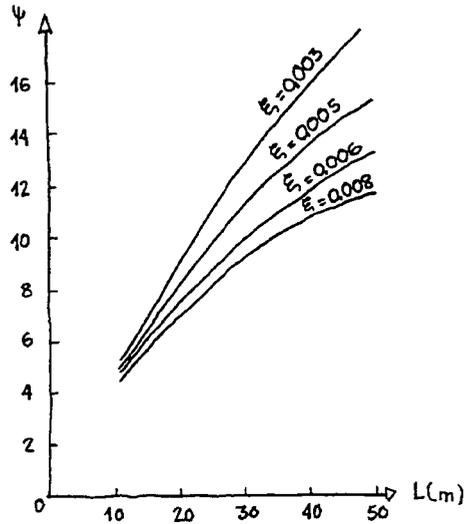


FIGURA 5.17

En las Recomendaciones se han tabulado los valores de ψ para estructuras metálicas y mixtas, habiéndose considerado para ello valores medios de los índices de amortiguamiento: 0,004 y 0,006, respectivamente.

L [m]	Valores de ψ	
	Puente metálico	Puente mixto
10	5,3	4,9
20	8,8	7,6
30	12,2	10,0
40	14,7	11,8
50	16,6	13,3

Puede ser de utilidad recordar la expresión de la frecuencia del primer modo de vibración de una viga biapoyada, con masa m por unidad de longitud y rigidez EI :

$$f_0 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{m \cdot L^4}}$$

Teniendo en cuenta que la flecha máxima en el centro de la viga es:

$$\delta = \frac{5 m \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

resulta:

$$f_0 = \frac{0,56}{\sqrt{\delta}} \quad [\text{Hz}]$$

donde δ es la flecha estática, en metros, provocada por la masa total del tablero (peso propio y cargas muertas)

5.5 ESTADO LÍMITE DE PLASTIFICACIONES LOCALES

La existencia, imposible de cuantificar en la práctica, de las tensiones residuales que se generan en los procesos de laminación, manipulación, enderezado y soldeo, junto con la incertidumbre sobre el valor de acciones como la retracción, fluencia, fisuración del hormigón traccionado y variación global o localizada de la temperatura, hace imposible la evaluación rigurosa del estado tensional de una estructura. Los defectos en las estructuras son inevitables y, además, consustanciales con la aceptación de tolerancias geométricas. La utilización de determinados detalles constructivos da lugar también a que se produzcan concentraciones de tensiones que multipliquen, por un factor de 2 ó de 3, el valor de la tensión que se produciría en ausencia de singularidades.

Estas incertidumbres no tienen importancia práctica, siempre que se asegure un comportamiento dúctil de la estructura a nivel localizado, a nivel de sección y a nivel de elemento estructural.

Ello se consigue:

- a) escogiendo adecuadamente los materiales, para que su comportamiento sea dúctil en las condiciones y a la temperatura mínima a que van a estar sometidos;
- b) diseñando adecuadamente la estructura para que las secciones puedan plastificarse y no se alcance el colapso por rotura del ala comprimida;
- c) cuidando los detalles para evitar puntas de tensiones de tracción y zonas de concentración de tracciones en varias direcciones;
- d) previendo elementos suficientemente robustos, en particular, los que vayan a estar comprimidos.

En estas condiciones, el análisis detallado del estado tensional pierde importancia y será suficiente, en la mayor parte de los casos, hacer someras comprobaciones con los objetivos siguientes:

- Garantizar un comportamiento quasi-lineal de la estructura, de manera que los modelos elásticos que han servido para evaluar los diferentes estados límite de servicio (flechas, vibraciones, fisuración del hormigón) estén justificados.
- Limitar las zonas en las que inevitablemente se vayan a producir plastificaciones localizadas y limitar la amplitud de las eventuales deformaciones plásticas alternadas generadas por acciones variables en el tiempo (sobrecarga, temperatura), para evitar los riesgos de rotura por fatiga con bajo número de ciclos.
- Evitar que el hormigón comprimido sufra deformaciones elevadas que produzcan microfisuración o acumulación de deformaciones irreversibles en procesos de carga y descarga.

Estos objetivos se consideran alcanzados limitando las tensiones producidas por las acciones sobre la estructura a los valores siguientes:

- Tensión de comparación del acero, σ_{co}
 - . Combinación frecuente: $0,75 f_y$
 - . Combinación poco probable: $0,90 f_y$
- Tensión máxima de compresión en el hormigón:
 - . Combinación frecuente: $0,50 f_{ck, j}$
 - . Combinación poco probable: $0,625 f_{ck, j}$

Se pueden superar los límites impuestos al hormigón si se zuncha la zona en cuestión con una armadura transversal adecuada, o si se puede considerar que el hormigón está confinado y las deformaciones transversales, que acompañan a las longitudinales provocadas por la compresión, están suficientemente coaccionadas.

En la literatura especializada y en el Código-Modelo, se cuantifican estos valores.

Con frecuencia, suele resultar obvio que se cumplen las condiciones impuestas y no es necesario proceder a un cálculo tensional detallado para confirmarlo. Hay otros casos, sin embargo, en que no es evidente el cumplimiento de las condiciones tensionales impuestas en el E.L.S., y es imprescindible realizar la verificación tensional. Esto ocurre, por ejemplo:

- En el caso de secciones que se han dimensionado para el E.L.U. y en las que el coeficiente de arrastre por cortante en el E.L.S. es inferior a 0,60, con lo que en E.L.U. se ha podido tomar $\psi_{ult} \leq 1,0$. En general, pueden producirse plastificaciones generalizadas en servicio en elementos a flexión cuando el momento de cálculo, M_{sd} , para el que se ha dimensionado la sección, sea superior al 50% del valor correspondiente al momento último elástico de la sección $M_{el,Rd}$.
- Cuando para la comprobación resistente de una sección en el E.L.U. se hayan aceptado deformaciones unitarias superiores a la correspondiente al límite elástico, es probable que el control tensional en E.L.S. determine las dimensiones de la estructura.
- En zonas en las que se generen tensiones con análogos valores en varias direcciones, el valor de la tensión de comparación se amplifica rápidamente y su verificación puede ser determinante. Esto ocurre, por ejemplo, en la zona de vano de estructuras con grandes voladizos resueltos con vigas metálicas o mixtas transversales, donde las tensiones transversales de tracción provocadas por la flexión de los voladizos coexisten con las tensiones longitudinales de compresión provocadas por la flexión general del tablero.

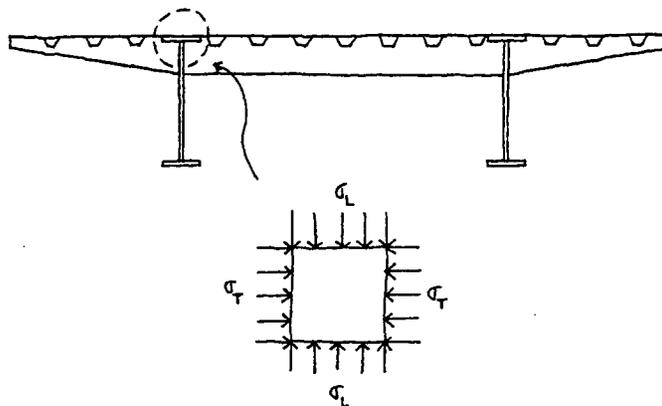


FIGURA 5.18

Suponiendo $\sigma_L = -\sigma_T$ y no tomando en consideración las tensiones tangenciales, las tensiones principales serán:

$$\sigma_I = \sigma \qquad \sigma_{II} = -\sigma \qquad \sigma_{III} = 0$$

luego, la tensión de comparación será:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2]} = \sigma \sqrt{3}$$

En el caso de una sección en que los voladizos se sostengan mediante puntales inclinados, se puede producir en la zona de vano un estado tensional análogo con las tensiones principales de signo contrario y una tensión de comparación muy amplificada.

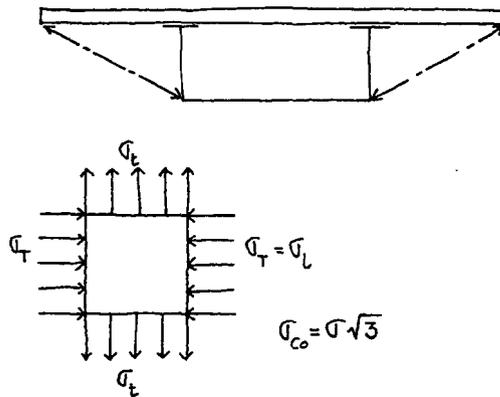


FIGURA 5.19

Esto pone de manifiesto la importancia de la amplificación de tensiones en casos como el representado, con tensiones de análogo importancia, pero de diferente signo, en alguna zona determinada de la estructura.

También pueden existir casos en los que estén presentes tres tensiones principales con análogo valor y signo. Entonces la tensión de comparación será nula y el valor de las tensiones principales no tendrá límite. En las Recomendaciones se recuerda que, en estos hipotéticos casos, ninguna tensión principal debe superar 1,4 veces el límite elástico, supuesto un comportamiento indefinidamente elástico de la estructura.

- En todas las zonas singulares, en las que se concentren e introduzcan cargas (zonas de apoyo, de anclajes, de puentes atirantados o en las que se utilice el pretensado con cables), y en los diafragmas intermedios y de apoyos, hay que verificar que las tensiones en zonas localizadas no superan los valores indicados. También deben comprobarse los nudos de las estructuras en celosía, en particular, cuando se ha supuesto, explícita o implícitamente, su comportamiento plástico.

5.6 ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

Estos comentarios son complementarios de los expuestos en el apartado 4.4.3 al tratar de la influencia de la fisuración en el análisis de la estructura.

La anchura de fisuras en el hormigón traccionado de una sección mixta debe mantenerse por debajo de límites determinados. Se debe cumplir, por tanto, la condición:

$$w_k \leq w_{lim}$$

siendo w_k la apertura de fisura calculada para una determinada combinación de acciones.

En general, igual que en las estructuras de hormigón armado, se considera, tanto por razones de durabilidad como de apariencia, un valor máximo de $w_{lim} = 0,3$ mm, determinado para la combinación casi-permanente de acciones.

En estructuras de hormigón pretensado, este valor máximo se reduce a $w_{lim} = 0,2$ mm.

Cuando se prevé el uso de sales de deshielo sobre las losas de hormigón del tablero en zonas traccionadas (como es el caso de los tableros de puentes continuos), puede ser necesario reducir el valor límite de w , en función de la calidad del hormigón, espesor de recubrimientos y de la fiabilidad y durabilidad de la impermeabilización del tablero.

Por otra parte, hay que recordar la importancia de que los recubrimientos de las armaduras sean coherentes con las condiciones ambientales y con los valores considerados como aceptables para la apertura de fisura máxima.

En el Código-Modelo de 1990, se establecen los siguientes valores para los recubrimientos:

Ambiente	w_{lim}	Recubrimiento mínimo, C_{min}
Húmedo (sin sales deshielo contra las heladas)	0,3 mm	25 mm
Húmedo (uso de sales deshielo contra las heladas)	0,3 mm	40 mm
Marino (estructuras en ambiente saturado de salinidad)	0,3 mm	40 mm

Los valores nominales de los recubrimientos serán:

$$C_{nom} = C_{min} + 10 \text{ mm}$$

La disposición de recubrimientos menores que los nominales establecidos exigirá unos valores más estrictos para w_{lim} .

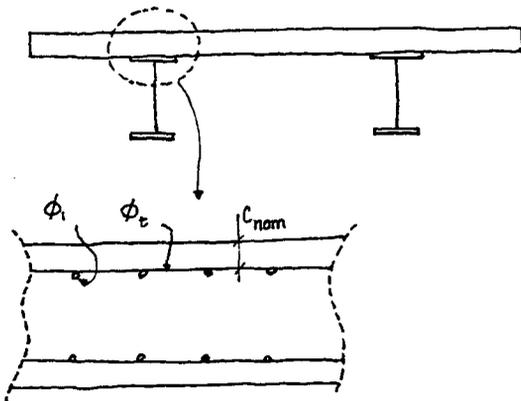


FIGURA 5.20

Puede suceder, en secciones con grandes vuelos por ejemplo, que la flexión transversal de la losa del tablero sea más exigente, respecto a la fisuración, que la flexión longitudinal de las secciones mixtas. Además, la armadura longitudinal, en general, se situará bajo la armadura transversal y su recubrimiento será por tanto $C_{nom} + \phi_{transversal}$. La tensión de las armaduras transversales, también será, en general, más elevada que la generada en las armaduras longitudinales, puesto que una parte significativa de los esfuerzos ha

sido absorbida por la estructura metálica sola. Así ocurre, en particular, en el caso de las estructuras mixtas construidas sin apear, que son las más habituales.

Conviene señalar que la fisuración por flexión transversal de la losa de hormigón genera fisuras longitudinales que pueden coincidir sobre el eje de las armaduras longitudinales y ser, por ello, más perniciosas que las fisuras transversales.

La determinación de la apertura de fisura se lleva a cabo utilizando la misma metodología y expresiones que se utilizan en el hormigón armado, que están recogidas en la Instrucción española EHE y, con matices diferenciadores, en el Eurocódigo 2 y en el MC-90.

En los comentarios de este último documento (art. 7.4.3.1.1), figura una interesante formulación en la que intervienen todos los parámetros que influyen en el valor de la apertura de fisura w_k y permite, por tanto, su comprobación:

$$A_s \approx \sqrt{\frac{\phi_s \cdot F_{cr} (F_s - \beta \cdot F_{cr})}{3,6 \cdot E_s \cdot w_k \cdot f_{ctm}}}$$

siendo:

$$F_{cr} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm}$$

con:

$A_{c,ef}$ menor valor entre los dos siguientes:

$$A_{c,ef} = s \cdot 2,5 \left(c + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$A_{c,ef} = s \frac{h}{2}$$

F_s fuerza en la fisura transmitida por la armadura

$\beta = 0,6$ para cargas de corta duración o instantáneas

$\beta = 0,38$ para cargas permanentes

$$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$$

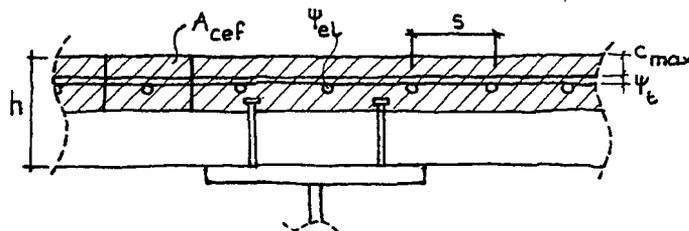


FIGURA 5.21

Como ejemplo de aplicación, se determina a continuación la máxima tensión en el acero que provocaría una apertura de fisura de 0,3 mm, en una losa de 0,25 m con $\phi 20$ cada 0,20 m, recubrimiento de las armaduras de 35 mm y hormigón H-30, para cargas instantáneas:

$$A_{c,ef} = 20 \cdot 2,5 (3,5 + 1) = 20 \cdot 11,25 = 225 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,ef} = 20 \frac{25}{2} = 20 \cdot 12,50 = 250 \text{ cm}^2 > 225 \text{ cm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3(30)^{2/3} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cr} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm} = 225 \cdot 2,9 = 652 \text{ N}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20)$$

$$3,14 = \sqrt{\frac{20 \cdot 652 (3,14 \cdot \sigma_s - 0,60 \cdot 652)}{3,6 \cdot 210.000 \cdot 0,3 \cdot 2,9}}$$

De aquí, resulta:

$$\sigma_s = 283 \text{ N/mm}^2$$

Cuando la tensión en el acero sea inferior a este valor, la apertura de fisura será inferior a 0,3 mm. El valor de la tensión con el que hay que comparar el valor anterior, es el que corresponde a la combinación casi-permanente de acciones. Simplificaciones conservadoras realizadas a partir de la expresión antes expuesta, permiten también definir unos valores del diámetro máximo de las barras y de la separación máxima entre armaduras, que aseguran el cumplimiento de la condición de fisura máxima de 0,3 mm.

Tensión en el acero, σ_s [N/mm ²] (combinación casi-permanente)	160	200	240	280	320
[1] Diámetro máximo del acero [mm]	32	25	20	14	10
[2] Máxima separación entre armaduras	300	250	200	150	100

El cumplimiento de cualquiera de las dos condiciones definidas, para un valor de la tensión máxima en el acero, σ_s , calculada en la fisura para la combinación casi-permanente de cargas, asegura que la fisura será menor de 0,3 mm, lo que evitaría la comprobación utilizando la expresión general.

Utilizando el valor de $\sigma_s = 283 \text{ N/mm}^2$ en el ejemplo que se ha desarrollado, según los valores anteriores, tendríamos:

$$\begin{aligned} \phi_{\max} &= 14 \text{ mm} \\ S_{\max} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

No se cumpliría ninguna de las dos condiciones, lo que pone de manifiesto el conservadurismo de estos métodos simplificados que, sin embargo, en muchas ocasiones confirman, sin necesidad de cálculos, el cumplimiento del estado límite de fisuración.

En los elementos de hormigón de las estructuras mixtas, en los que sea previsible superar su resistencia a tracción, debe disponerse una armadura mínima. Las evaluaciones habituales del estado tensional de una estructura no siempre identifican las zonas en las que el hormigón se puede fisurar.

Algunos de los factores que pueden influir en la aparición inesperada de fisuras, incluso en zonas en las que aparentemente el hormigón estaría comprimido, son:

- a) Distribución irregular de tensiones debida a las acciones exteriores (flexibilidad frente a rasante, por ejemplo).
- b) Concentración de tensiones provocadas por cambios de geometría, por defectos locales o por introducción de cargas localizadas.
- c) Efectos localizados que se producen en la transferencia de los esfuerzos rasantes en elementos de conexión.
- d) Gradientes de temperatura.
- e) Efectos provocados por las juntas de construcción.
- f) Asientos diferenciales en apoyos que no se han tomado en consideración.

En las estructuras de hormigón armado, el criterio para determinar la armadura mínima consiste en asegurar que la capacidad máxima de la sección, total o parcialmente traccionada, antes de la fisuración es, al menos, igual a la de la sección fisurada debido a la contribución de las armaduras mínimas dispuestas.

Este planteamiento no debería ser directamente extrapolable a losas de hormigón traccionadas de estructuras mixtas, debido a la solidarización de la losa con el ala metálica a la que va conectada que, en todo caso, controla el alargamiento máximo del conjunto ala metálica-losa de hormigón. Además, la forma de introducción de las tracciones en la losa, a través del contacto de la espiga de los pernos conectadores con el hormigón, es diferente del mecanismo de generación de tracciones en una losa o viga de hormigón. Sin embargo, con el estado actual de conocimientos sobre la cuestión, se acepta definir las armaduras mínimas con el criterio establecido para las estructuras de hormigón, lo que queda reflejado en la figura 5.22.

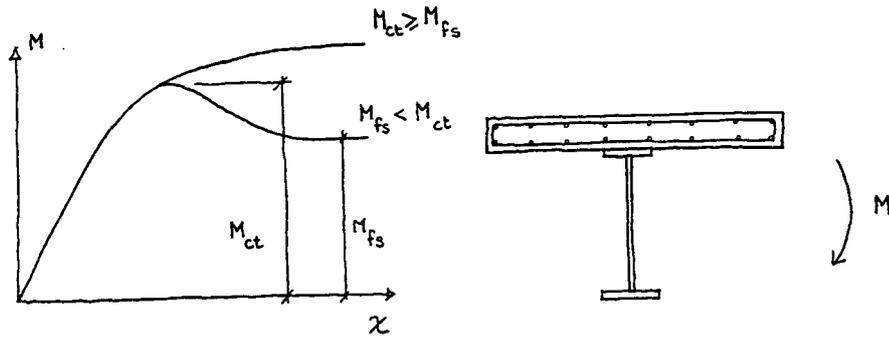


FIGURA 5.22

La formulación general será:

$$A_{s,\min} \cdot \sigma_{st} \geq k_c \cdot k \cdot A_{ct} \cdot f_{ct,\max}$$

Para f_{ct} , según CM-90, se toma:

$$f_{ct,\max} = 1,85 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} = 0,40 (f_{ck})^{2/3}$$

expresión que para los hormigones habituales se sitúa en el entorno de $0,12 f_{ck}$.

En las losas de hormigón de los puentes mixtos, para el coeficiente k (que tiene en cuenta la naturaleza de las deformaciones intrínsecas y el espesor de la pieza), se puede tomar el valor $0,80$. De ahí la expresión adoptada en las Recomendaciones para la determinación de la armadura longitudinal que como mínimo hay que disponer en la anchura eficaz de la losa de un puente mixto:

$$A_s \approx 0,80 k_c \cdot 0,12 f_{ck} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{st}} \approx 0,1 k_c \cdot f_{ck} \frac{A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

siendo:

A_{ct} área del hormigón en tracción justo antes de la formación de fisuras, determinada para el estado no fisurado de la losa.

El valor de k_c , que puede variar entre $0,7$ y 1 , depende de la pendiente del plano de deformaciones en el espesor de la losa, antes de la fisuración de ésta y considerando el hormigón sin fisurar y el módulo de elasticidad instantáneo E_i del hormigón.

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2z_n}} \leq 0,70$$

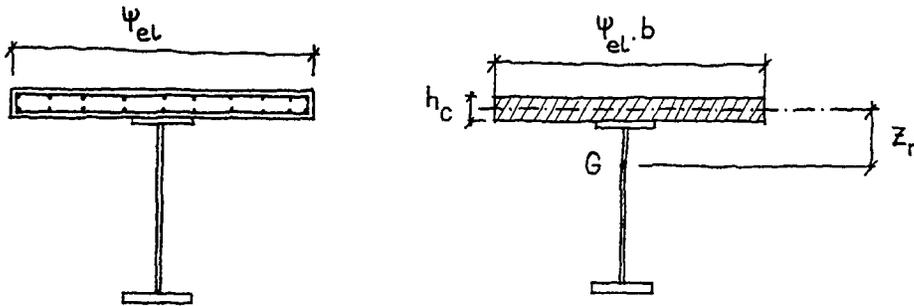


FIGURA 5.23

El valor límite $k_c = 1$ corresponde a una distribución uniforme de tracciones en la losa. Los valores próximos a 1 corresponden a tableros metálicos de gran canto, en los que el valor de z_n es muy superior al del espesor de la losa.

El límite inferior $k_c = 0,70$ se presenta, por el contrario, cuando el centro de gravedad de la sección homogeneizada se sitúa muy cerca de la fibra inferior de la losa.

Los diferentes valores de la relación z_n/h_c son:

k_c	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70
z_n/h_c	∞	9,5	4,5	2,8	2,0	1,5	1,1

El otro parámetro que hay que determinar es σ_{st} , tensión máxima de las armaduras una vez que se ha producido la fisuración del hormigón, calculada para la combinación casi permanente de cargas y teniendo en cuenta el proceso constructivo. Si la armadura está suficientemente anclada, se puede tomar igual al valor de f_{yk} (límite elástico del acero) siempre que se compruebe el estado límite de fisuración de la losa.

Aunque el proceso de construcción de la estructura tiene una gran influencia en los valores de σ_{st} , mediante cálculos simplificados se puede evaluar la incidencia de este factor y tener un orden de magnitud de la armadura mínima necesaria. Teniendo en cuenta que es frecuente disponer una armadura superior a la mínima necesaria, más que de precisar este valor, se trata de asegurar que la armadura colocada es mayor que la imprescindible por este concepto.

Por otra parte, con frecuencia las fisuras en las estructuras, tanto de hormigón como mixtas, se producen tras los primeros días del hormigonado, debido a los efectos de los gradientes de temperatura generados durante los procesos de fraguado y debido a la pérdida de agua. Estos condicionantes, mal conocidos, no están considerados en las formulaciones habituales como las que aquí se han reproducido.

En el caso de losas de espesor variable, se puede determinar el porcentaje de armaduras a partir del espesor medio resultante para el ancho eficaz de la losa:

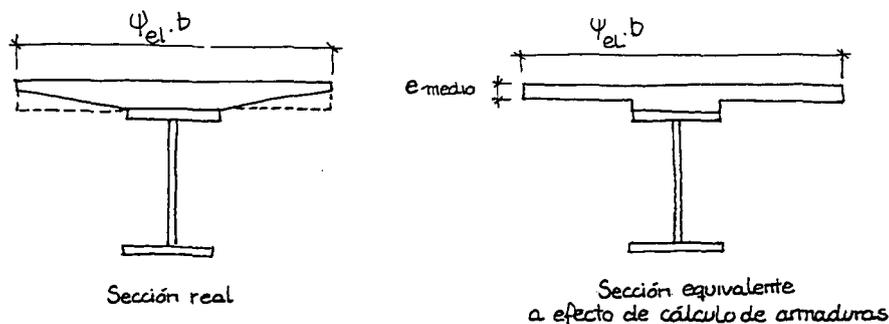


FIGURA 5.24

Fuera de la anchura eficaz, hay que disponer también una armadura longitudinal mínima. Los valores que figuran en la tabla 5.6.2 b) de las RPX-95 son de aplicación solamente en zonas en que la losa trabaja predominantemente a flexo-compresión. Otros criterios de armado que también se deben considerar para estas zonas de losa, fuera de la anchura eficaz, pueden ser:

- la armadura longitudinal en esta zona no será inferior al 50% de la armadura en la anchura eficaz, ni inferior al 0,5% de la sección de hormigón;
- la armadura longitudinal no será inferior a 1/3 de la armadura transversal.

En los puentes mixtos hay que comprobar, además, las condiciones de fisuración para la flexión transversal de la losa. Lógicamente las exigencias al respecto deberían ser similares a las exigidas a la armadura longitudinal de la losa. Su comprobación se llevará a cabo con los métodos especificados en la EHE. Desde este punto de vista, el uso del pretensado transversal puede resultar muy indicado en caso de vuelos y distancias entre vigas importantes.

En el apartado 5.6.4 se recuerda el problema que se puede presentar en la zona de apoyos, con el hormigón de la losa traccionado debido a la flexión general. A

medida que aumenta la apertura de fisuras que atraviesa toda la losa, se puede reducir la capacidad para transmitir los esfuerzos localizados provocados por el carro. En particular, puede ser incierta la eficacia de transmisión de cortantes localizados, si no se ha dispuesto armadura de cortante en la losa. Este es un problema, con solución mal conocida, que también se produce en las estructuras de hormigón, como por ejemplo, en la losa traccionada de puentes continuos de sección en cajón, con diafragmas de apoyo unidos a la losa. En estas condiciones conviene armar generosamente la zona en cuestión, para situar la fisuración por debajo de límites que aseguren la transferencia de cortantes localizados de un lado a otro de la fisura.

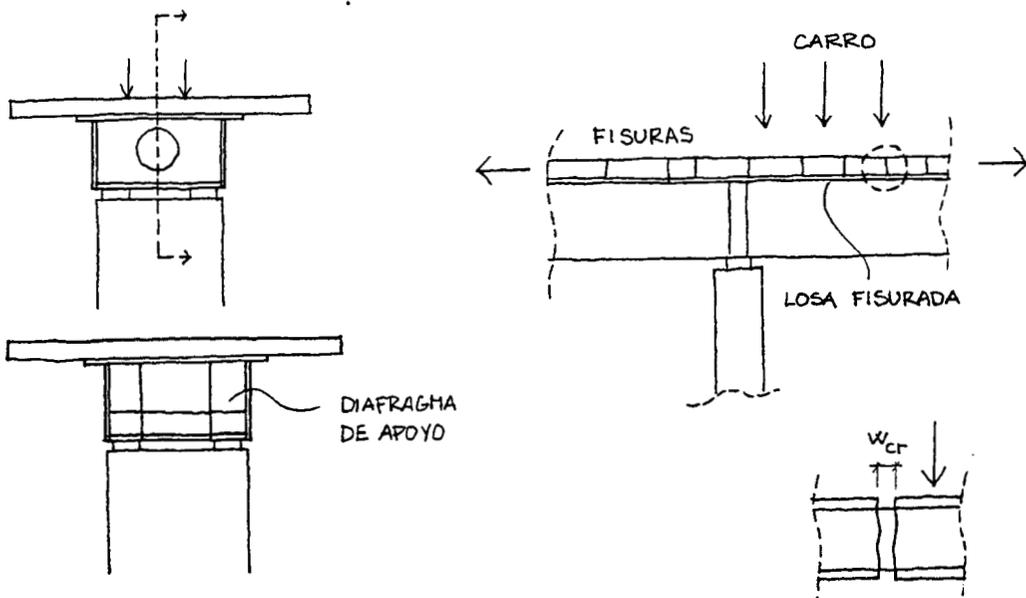


FIGURA 5.25

6. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

ÍNDICE

	Pág.
6. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	
6.1 GENERALIDADES.....	167
6.2 ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO	167
6.3 ESTADO LÍMITE DE ROTURA	
6.3.1 GENERALIDADES	170
6.3.2 SECCIONES REDUCIDAS DE CÁLCULO	171
6.3.2.1 Alas unidas a la losa de hormigón.....	189
6.3.2.2 Perfiles rellenos y embebidos con conexión por adherencia.....	191
6.3.3 CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCIÓN	
6.3.3.1 Momento flector último	193
6.3.3.2 Esfuerzo cortante último	213
6.3.3.3 Esfuerzo de compresión último	
6.3.3.3.1 <i>En secciones y elementos metálicos</i>	228
6.3.3.3.2 <i>En secciones y elementos mixtos</i>	233
6.3.3.4 Esfuerzo de tracción último	
6.3.3.4.1 <i>En secciones metálicas</i>	239
6.3.3.4.2 <i>En secciones mixtas</i>	239
6.3.3.5 Momento torsor último	240
6.3.4 CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE SECCIONES CON RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	242
6.3.4.1 Secciones en I con rigidizadores longitudinales en el alma ..	242
6.3.4.2 Secciones en cajón con rigidizadores longitudinales	245
6.3.5 ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON CHAPAS RIGIDIZADAS Y LOSA DE HORMIGÓN COLABORANTE.....	259
6.3.6 INTERACCIÓN DE ESFUERZOS DE UNA SECCIÓN	265
6.3.7 INTERACCIÓN DE ESFUERZOS PARA UNA PIEZA	
6.3.7.1 Soportes metálicos	274
6.3.7.2 Soportes mixtos	275
6.3.8 INTRODUCCIÓN DE CARGAS CONCENTRADAS.....	283
6.4 ESTADO LÍMITE DE PANDEO LATERAL	290
6.5 RIGIDIZADORES	
6.5.1 INTRODUCCIÓN	321

6.5.2	CONDICIONES GEOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA LOS RIGIDIZADORES MÁS HABITUALES.....	322
6.5.3	VERIFICACIÓN DEL PANDEO POR TORSIÓN DE RIGIDIZADORES ABIERTOS....	322
6.5.4	CONDICIONES DE ESBELTEZ GEOMÉTRICA GLOBAL DE LOS RIGIDIZADORES.	325
6.5.5	ESBELTEZ DE LA CHAPA ENTRE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES.....	337
6.5.6	RIGIDIZADORES CERRADOS EN LOSAS ORTÓTROPAS.....	328
6.5.7	DIMENSIONAMIENTO DE RIGIDIZADORES	
6.5.7.1	Introducción	330
6.5.7.2	Rigidizadores transversales de almas de vigas sin rigidizadores longitudinales	334
6.5.7.3	Rigidizadores de almas de vigas con rigidizadores longitudinales y transversales	339
6.5.7.4	Rigidizadores en alas comprimidas	342
6.6	DIAFRAGMAS	
6.6.1	GENERALIDADES.....	346
6.6.2	CONDICIONES GEOMÉTRICAS	347
6.6.3	CONDICIONES DE RIGIDEZ DE DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.....	349
6.6.4	CONDICIÓN DE RESISTENCIA DE DIAFRAGMAS INTERMEDIOS	356
6.6.5	DIAFRAGMAS DE APOYO	362
6.7.	SOPORTES COMPUESTOS	
6.7.1	INTRODUCCIÓN	364
6.7.2	MÉTODO DE CÁLCULO	364
6.8	VIGAS TRIANGULADAS.....	372

6. COMPROBACIONES RELATIVAS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

6.1 GENERALIDADES

En el texto de las Recomendaciones se vuelve a recordar que la seguridad de la estructura debe verificarse para todas las combinaciones de acciones establecidas en la vigente Instrucción de acciones, con los correspondientes coeficientes de ponderación que en ella se establecen. Hay que entender que la Instrucción a que se hace referencia es la IAP publicada por la Dirección General de Carreteras.

El ingeniero experimentado podrá identificar aquellas situaciones de cálculo, combinaciones de acciones, secciones y detalles estructurales que sean determinantes en la seguridad de la estructura, pudiendo evitar la verificación explícita de todas las comprobaciones reglamentariamente exigibles.

6.2 ESTADO LÍMITE DE EQUILIBRIO

Para cada una de las situaciones de cálculo, incluso aquellas que se puedan manifestar durante los procesos de construcción o reparación de una obra, hay que verificar el equilibrio estático de la estructura, para evitar el vuelco longitudinal o transversal o el deslizamiento de la estructura, que a estos efectos se comportaría como un cuerpo rígido.

Algunos de los casos más frecuentes en los que hay que efectuar la verificación, son:

- a) *Estabilidad de un voladizo con un tirante provisional o definitivo:*

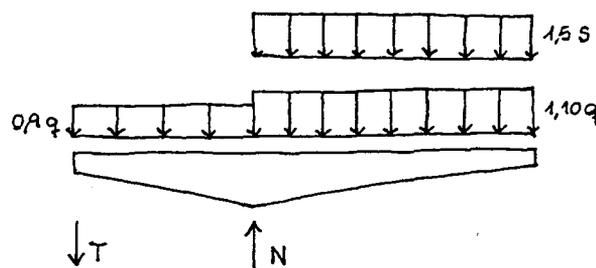


FIGURA 6.1

siendo:

- q carga permanente
- s sobrecarga definida específicamente para la situación de cálculo considerada

El dimensionamiento del tirante que asegura la estabilidad de la estructura será tal que:

$$\frac{R}{\gamma_M} \geq T$$

siendo:

- R capacidad resistente del tirante
- γ_M coeficiente de minoración que se define como
 - $\gamma_M = 1,5$ para situaciones persistentes
 - $\gamma_M = 1,25$ para situaciones transitorias

El valor de R suele estar determinado por las características del detalle del nudo que transfiere la tracción del tirante a la estructura y al cimiento.

No hay que olvidar, tampoco, la verificación de la capacidad de los elementos de cimentación (zapatas y pilotes, por ejemplo) para transmitir al terreno los esfuerzos T y N sin desplazamientos inaceptables.

- b) *Estabilidad transversal de una estructura con sección en cajón y apoyos puntuales.* Es una situación que, en ocasiones, se plantea en las etapas de construcción, antes de que la torsión quede bloqueada al completarse la estructura.

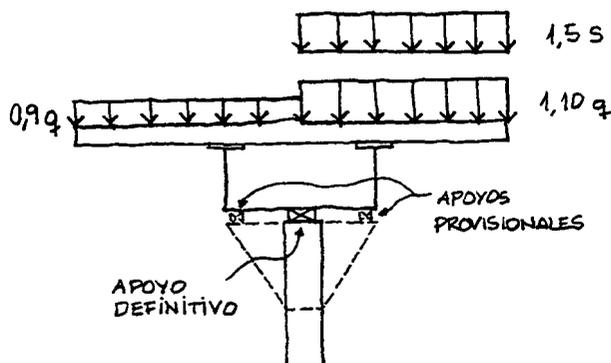


FIGURA 6.2

La verificación del dispositivo de estabilidad durante el proceso de construcción se llevará a cabo según el esquema de cargas representado. Hay que confirmar también que las tensiones en el terreno puedan estar en equilibrio con la resultante de las cargas aplicadas:

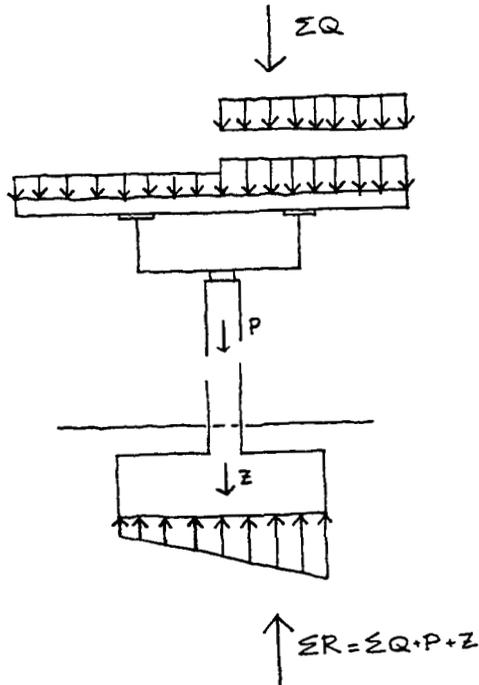


FIGURA 6.3

c) *Estabilidad de vigas o elementos estructurales durante los procesos de montaje.* Son frecuentes los casos en los que existe el riesgo de vuelco durante el proceso de construcción, lo que habitualmente se resuelven con codales o calzos. Las reducidas magnitudes para las que hay que dimensionarlos no deben hacer olvidar su trascendencia.



FIGURA 6.4

6.3 ESTADO LÍMITE DE ROTURA

6.3.1 Generalidades

De acuerdo con la teoría de los estados límite, la verificación del estado límite de rotura requiere que, en todas las secciones de la estructura, las solicitaciones mayoradas, calculadas siguiendo los criterios establecidos en el capítulo 4, no sean superiores a la capacidad resistente minorada de las secciones correspondientes, esto es:

$$S_d \leq R_d$$

En el caso de los puentes metálicos, la capacidad resistente R_d es función del límite elástico del material y del coeficiente de minoración global γ_M .

$$R_d = \frac{F(f_a)}{\gamma_M}$$

En el caso de los puentes de estructura mixta, de hormigón y acero, siguiendo los Eurocódigos, la definición es diferente al minorarse las características mecánicas de cada material:

$$R_d = \frac{F(f_a/\gamma_a; f_s/\gamma_s; f_c/\gamma_c)}{\gamma_M}$$

siendo:

$\gamma_a = 1,10$	coeficiente de minoración para el acero estructural
$\gamma_s = 1,15$	aplicable al acero para las armaduras activas o pasivas
$\gamma_c = 1,50$	aplicable a la resistencia característica del hormigón

con los matices y singularidades que se desarrollan a lo largo del texto.

Por otra parte, los valores del coeficiente γ_M de reducción del valor global de la resistencia de la sección, son los siguientes:

Cálculo de la resistencia, R_d	Tipo de Puente	
	Metálico	Mixto
Sección	1,10	1,00
Uniones	1,25	1,25
Diafragmas	1,25	1,25

El coeficiente de minoración 1,25 recomendado para las uniones soldadas y atornilladas (y, como se verá, también para la capacidad resistente de los pernos conectadores de los tableros mixtos) y para los diafragmas, tiene en cuenta la importancia de estos elementos en el comportamiento de la estructura, su limitado coste relativo y las mayores incertidumbres en la evaluación de su comportamiento.

6.3.2 Secciones reducidas de cálculo

Los puentes metálicos y la parte metálica en los puentes mixtos pueden estar constituidos por chapas de acero, rigidizadas o no, que estando total o parcialmente comprimidas pueden llegar al abollamiento en estados avanzados de carga.

La estrategia seguida en las Recomendaciones RPM-95 y RPX-95 para tener en cuenta la posibilidad de abollamiento y evaluar la capacidad resistente de la sección consiste en la sustitución de la sección real por una sección reducida, en la que no se cuenta con una parte de las chapas que pueden abollar.

El método, que está también recogido en los Eurocódigos y en otras normas internacionales, para estructuras metálicas y mixtas está basado (con las adaptaciones necesarias para tener en cuenta el tipo de sollicitación) en el comportamiento bien conocido de una placa apoyada en sus cuatro bordes comprimida en una dirección:

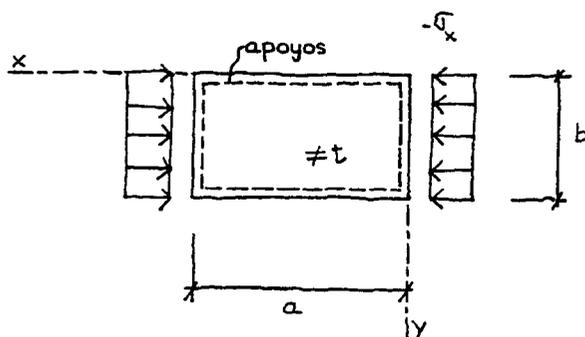


FIGURA 6.5

La ecuación que gobierna el comportamiento de la placa ideal (perfectamente plana, construida con un material indefinidamente elástico) es:

$$D \left(\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} \right) = -N_x \frac{\delta^2 w}{\delta x^2}$$

siendo:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad \text{rigidez de la placa}$$

$N_x = \sigma_x t$ compresión por unidad de longitud
 w flecha transversal de la placa

La solución de la ecuación diferencial es del tipo:

$$w = A \operatorname{sen} n \frac{\pi \cdot X}{a} \cdot \operatorname{sen} m \frac{\pi Y}{b}$$

que expresa diferentes modos de deformación de la placa correspondientes a diferentes parejas de valores de n y m .

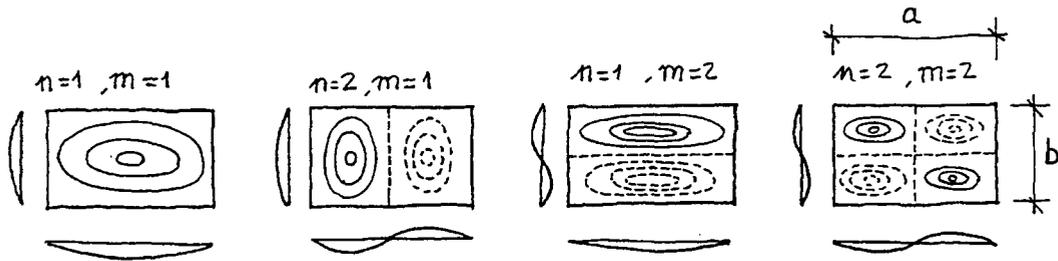


FIGURA 6.6

El problema planteado es análogo al de la columna ideal de Euler. El diagrama carga-deformación identifica un punto de bifurcación de equilibrio, para un valor crítico de la carga.

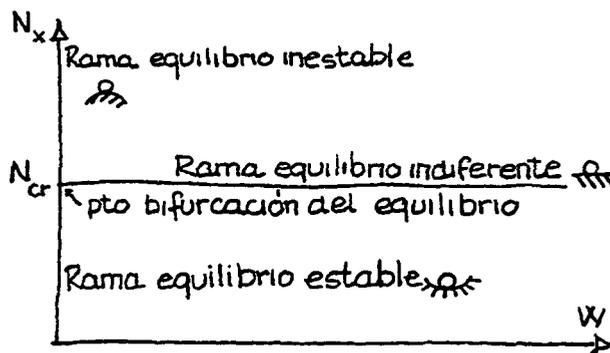


FIGURA 6.7

El valor de N_{cr} resulta ser:

$$N_{cr} = \frac{D \pi^2}{b^2} \left(\frac{n}{\alpha} + \frac{m^2 \alpha}{n} \right)^2, \quad \text{con } \alpha = a/b$$

y el valor de la tensión crítica correspondiente se puede escribir:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{t} = k \cdot \sigma_E$$

siendo la tensión crítica de Euler:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 k \approx 0,9 \cdot E \left(\frac{t}{b}\right)^2 k$$

con:

$$k = \left(\frac{n}{\alpha} + \frac{m^2 \alpha}{n}\right)^2$$

Los valores mínimos de k (con m = 1) se representan en el gráfico siguiente para diferentes valores de n y de α.

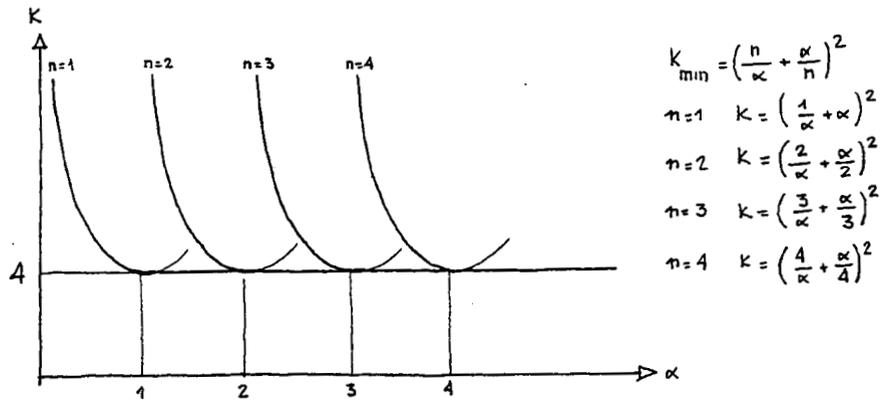


FIGURA 6.8

En la práctica, y así se recoge en las Recomendaciones, se simplifican las expresiones anteriores y se utilizan los valores:

$$k = \left(\frac{1}{\alpha} + \alpha\right)^2 \quad \text{para } \alpha \leq 1$$

$$k = 4 \quad \text{para } \alpha \geq 1$$

lo que constituye la envolvente inferior de los gráficos anteriormente representados.

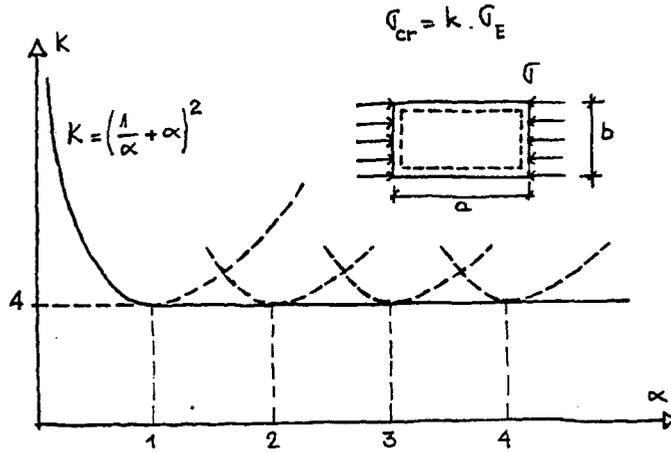


FIGURA 6.9

Esta formulación corresponde a una placa ideal e idéntica, a través de la tensión crítica σ_{cr} , el punto teórico de bifurcación de equilibrio a partir del cual la placa abolla.

A este valor de la tensión crítica le corresponde una deformación unitaria de valor:

$$\epsilon_{cr} = \frac{\sigma_{cr}}{E}$$

Si continuamos aumentando la deformación longitudinal de la placa más allá del valor ϵ_{cr} , las fibras del centro de la placa ofrecerán, debido al abollamiento, una resistencia mitigada a la deformación y, por consiguiente, aunque se mantenga el mismo desplazamiento en toda la anchura de la placa, la distribución tensional no será uniforme.

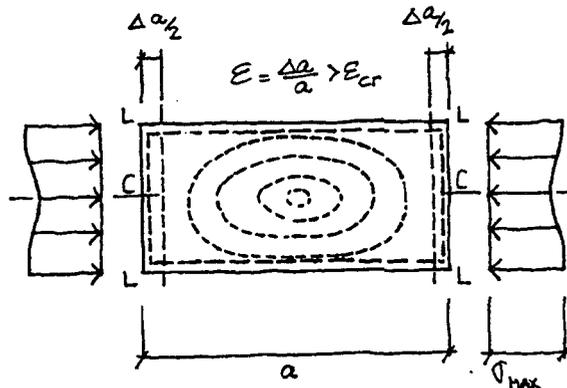


FIGURA 6.10

En la fibra de borde paralela a la dirección de las tensiones (L-L) en que, por las condiciones de apoyo, no se producirán desplazamientos transversales, tendremos:

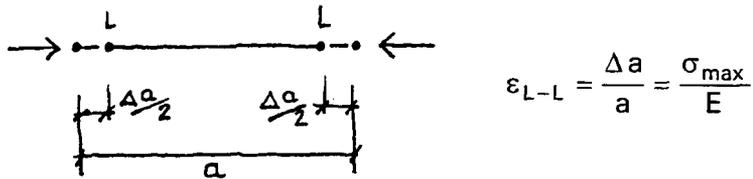


FIGURA 6.11

En la fibra central C-C, la deformación total $\Delta a/a$ tendrá dos componentes: la deformación longitudinal correspondiente a la tensión crítica y la debida a la deflexión transversal de la placa, que no generará tensiones adicionales de compresión.

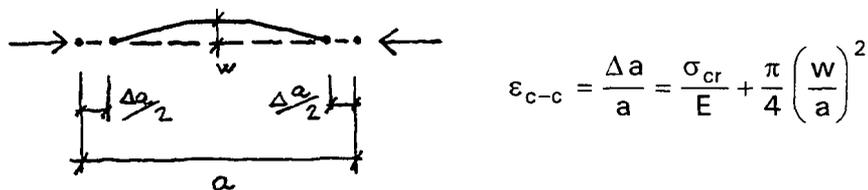


FIGURA 6.12

lo que se puede representar en el siguiente diagrama:

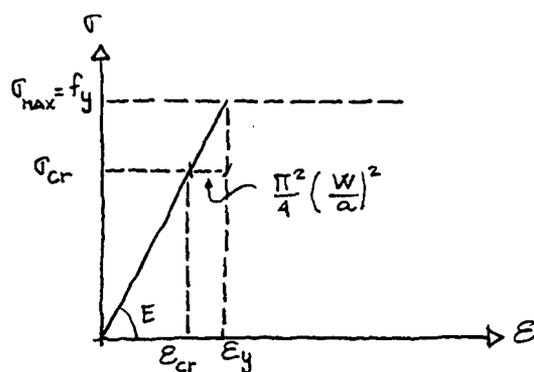


FIGURA 6.13

Cuando la fibra de borde L-L alcanza la deformación correspondiente al límite elástico, la tensión máxima alcanzará el valor del límite elástico del material y la distribución de tensiones en la placa será:

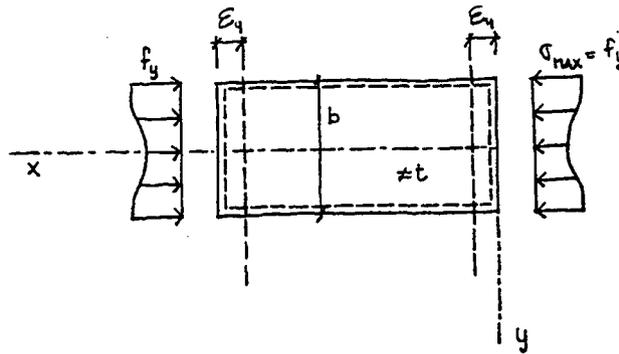


FIGURA 6.14

La capacidad resistente de la sección será:

$$N_R = \int_{-b/2}^{b/2} \sigma_x \cdot t \cdot dy = f_y \cdot b \cdot t \cdot \rho$$

siendo ρ un coeficiente reductor.

Suelen emplearse tres métodos para determinar el valor de N_R :

1º) *Método de la tensión media*

$$\sigma_m = \rho \cdot f_y$$

$$N_R = \sigma_m \cdot b \cdot t$$

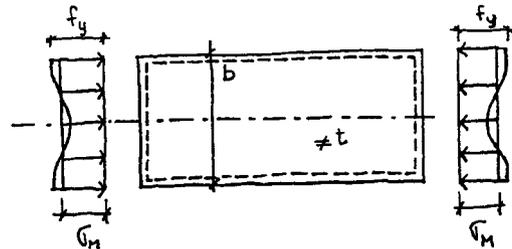


FIGURA 6.15

Este método tiene el inconveniente de que la deformación aparente de la placa es σ_m/E , diferente de la deformación real f_y/E .

2º) *Método del espesor ficticio equivalente, t_{eq}*

$$N_R = f_y \cdot b \cdot t \cdot \rho = f_y \cdot b \cdot t_{eq}$$

siendo:

$$t_{eq} = \rho \cdot t$$

Es decir, se reduce el espesor del alma. Es el método utilizado en las British Standard.

3º) Método de la anchura eficaz, b_{ef}

$$N_R = f_y \cdot b_{ef} \cdot t$$

siendo: $b_{ef} = \rho \cdot b$

Es el método más habitual. Ha quedado recogido en los Eurocódigos y es el adoptado también en las Recomendaciones.

Von Karman planteó este método y definió la anchura eficaz con la condición de que la tensión crítica de una placa con ese ancho ficticio b_{ef} fuera igual al límite elástico del material.

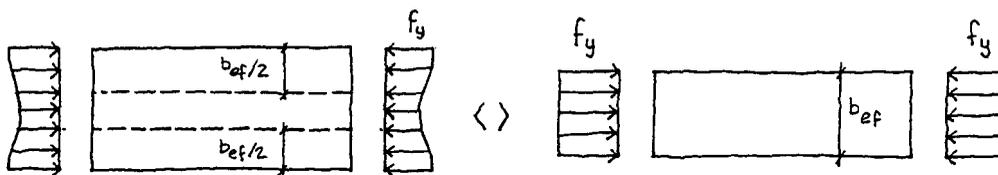


FIGURA 6.16

Es decir:

$$k \cdot 0,9 \cdot E \left(\frac{t}{b_{ef}} \right)^2 = f_y$$

o bien:

$$k \cdot 0,9 \cdot E \left(\frac{t}{b} \right)^2 \left(\frac{b}{b_{ef}} \right)^2 = f_y$$

Como para la placa de ancho b la tensión crítica es:

$$\sigma_{cr} = k \cdot 0,9 \cdot E \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

se tiene:

$$b_{ef} = b \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}$$

y, por tanto:

$$N_R = f_y \cdot b_{ef} \cdot t = b \cdot t \sqrt{\sigma_{cr} \cdot f_y}$$

El valor de N_R es, pues, el que resulta de aplicar una tensión intermedia entre σ_{cr} y f_y al área total de la placa.

La anchura eficaz b_{ef} se puede expresar también en términos de deformaciones unitarias:

$$b_{ef} = b \sqrt{\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_y}}$$

Definiendo la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_p$ de la placa mediante la expresión:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}}$$

resulta:

$$b_{ef} = \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_p} \right) b = \rho \cdot b$$

que es la expresión definida por Von Karman, que tiene en cuenta el comportamiento post-crítico de la placa ideal, hasta que ésta alcanza en su fibra más tensionada la deformación unitaria correspondiente al límite elástico del material.

Las imperfecciones geométricas (falta de planeidad inicial) y del material (no linealidad del comportamiento deformacional del acero, tensiones residuales) se tienen en cuenta modificando la expresión de Von Karman y sustituyéndola por una fórmula corregida, basada en resultados experimentales, propuesta por Winter. Es la que figura en las Recomendaciones.

$$\rho = \left(\bar{\lambda}_p - 0,22 \right) \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2}$$

$$\left(\text{para } \bar{\lambda}_p = 0,67, \rho = 1 \right)$$

El gráfico que expresa el comportamiento de la placa según las tres teorías (Euler, Von Karman y Winter) es el siguiente:

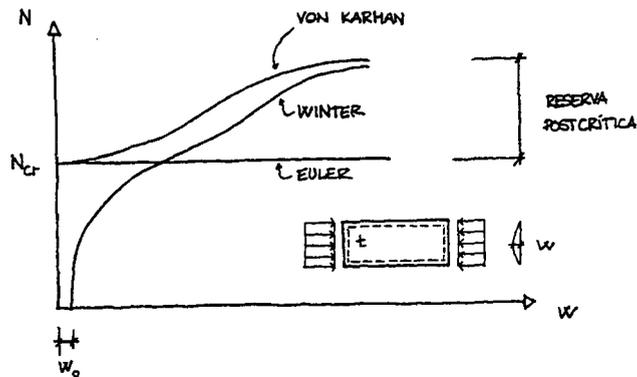


FIGURA 6.17

Se suele considerar que la capacidad máxima de la placa comprimida que estamos analizando se alcanza cuando la deformación unitaria de la placa llega al valor correspondiente al límite elástico del material, ϵ_y .

En estas condiciones, y según el tipo de acero empleado, la deformación elástica de la placa tendrá el valor:

Tipo de acero	f_y [N/mm ²]	ϵ_y
S235	235	1.119×10^{-6}
S275	275	1.309×10^{-6}
S355	355	1.690×10^{-6}
S460	460	2.190×10^{-6}

Si se analiza el comportamiento de la placa cuando se incrementan las deformaciones más allá del límite elástico, no es válido el planteamiento teórico anteriormente realizado, que se basa en el comportamiento indefinidamente elástico del material.

La combadura de la placa aumenta y con ella su flexión longitudinal, por lo que su capacidad para transmitir compresiones disminuye.

La consecuencia es que la capacidad para transmitir compresiones disminuye a medida que la deformación longitudinal de la placa aumenta. Cuanto mayor es la deformación impuesta menor es la capacidad resistente de la placa.

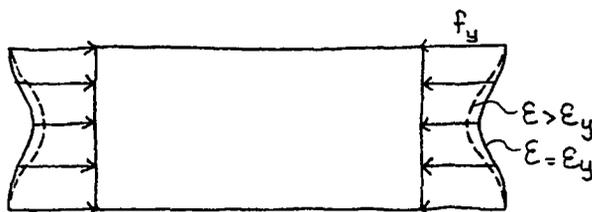


FIGURA 6.18

Esto implica también que la anchura eficaz de la sección disminuirá a medida que aumenta la deformación de la placa.

El comportamiento post-elástico de la placa se puede modelizar con suficiente aproximación (por contraste con valores experimentales disponibles) definiendo su esbeltez relativa, $\bar{\lambda}_p$, como:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\epsilon}{\epsilon_{cr}}}$$

Cuando $\epsilon < \epsilon_y$, la expresión coincide con la habitual relación tensional:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}}$$

A continuación se desarrolla un ejemplo de aplicación para la placa representada en la figura 6.19:

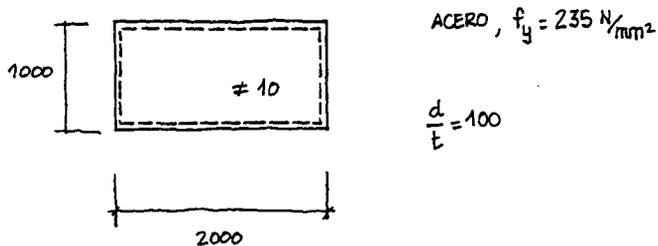


FIGURA 6.19

1º) Comportamiento pre-crítico ($\varepsilon \leq \varepsilon_{cr}$)

$$\frac{a}{b} = 2 \rightarrow k = 4$$

$$\varepsilon_{cr} = 0,9 \cdot 4 \left(\frac{1}{100} \right)^2 = 360 \cdot 10^{-6} \quad (\approx 0,32 \varepsilon_y)$$

$$\sigma_{cr} = 360 \cdot 10^{-6} \cdot 210.000 \text{ N/mm}^2 = 75,6 \text{ N/mm}^2$$

- Para $\varepsilon = \varepsilon_{cr} \rightarrow \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cr}}} = 1$

$$\rho = (1 - 0,22) \frac{1}{1^2} = 0,78$$

$$b_r = \rho b = 0,78 \cdot 100 = 780 \text{ mm}$$

$$N_1 = \sigma_{cr} \cdot b_r \cdot t = 75,6 \cdot 780 \cdot 10 = 589,7 \text{ kN}$$

2º) Comportamiento post-crítico ($\varepsilon_{cr} < \varepsilon < \varepsilon_y$)

- Para $\varepsilon = \varepsilon_y = 1.119 \cdot 10^{-6}$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{1.119 \cdot 10^{-6}}{360 \cdot 10^{-6}}} = 1,76$$

$$\rho = (1,76 - 0,22) \frac{1}{1,76^2} = 0,495$$

$$b_r = 0,495 \cdot 1000 = 495 \text{ mm}$$

$$N_2 = f_y \cdot b_r \cdot t = 235 \cdot 495 \cdot 10 = 1.163 \text{ kN}$$

3º) Comportamiento para deformaciones avanzadas ($\varepsilon > \varepsilon_y$)

- Para $\varepsilon = 1,5 \varepsilon_y = 1.678 \cdot 10^{-6}$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1.119 \cdot 10^{-6}}{360 \cdot 10^{-6}}} = 2,16$$

$$\rho = (2,16 - 0,22) \frac{1}{2,16^2} = 0,42$$

$$N_3 = f_y \cdot \rho b \cdot t = 235 \cdot 420 \cdot 10 = 987 \text{ kN}$$

- Para $\varepsilon = 2,0 \varepsilon_y$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 1.119 \cdot 10^{-6}}{360 \cdot 10^{-6}}} = 2,49$$

$$\rho = (2,49 - 0,22) \frac{1}{2,49^2} = 0,37$$

$$N_4 = 235 \cdot 370 \cdot 10 = 860 \text{ kN}$$

- Para $\varepsilon = 2,5 \varepsilon_y$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{2,5 \cdot 1.119 \cdot 10^{-6}}{360 \cdot 10^{-6}}} = 2,78$$

$$\rho = (2,78 - 0,22) \frac{1}{2,78^2} = 0,33$$

$$N_5 = 235 \cdot 330 \cdot 10 = 776 \text{ kN}$$

Todo ello queda resumido en el gráfico siguiente:

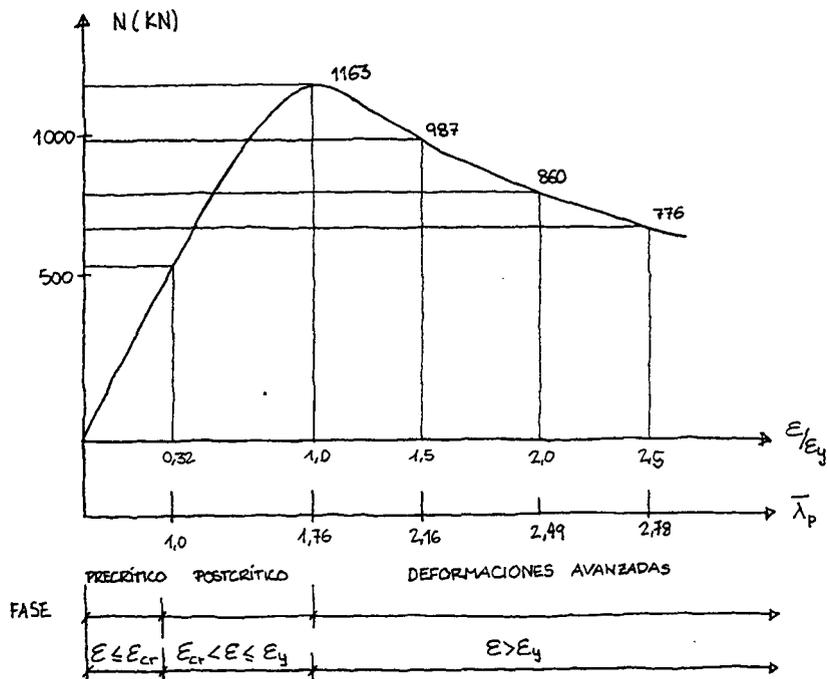


FIGURA 6.20

En el gráfico se observa, como ya se ha dicho, cómo a medida que aumenta la deformación a partir de ϵ_y , la capacidad resistente disminuye, lo que es característico de los elementos comprimidos que flectan como consecuencia de la compresión.

Los comportamientos post-críticos, con $\epsilon > \epsilon_y$, deben ser considerados cuando se utilizan métodos elasto-plásticos de cálculo.

Utilizando para la misma placa un acero S460, resulta:

ϵ	λ_p	ρ	N [kN]
$\epsilon_{cr} = 360 \times 10^{-6}$	1,0	0,78	589,7
$0,5 \epsilon_y = 1.095 \times 10^{-6}$	1,74	0,502	1.154
$\epsilon_y = 2.190 \times 10^{-6}$	2,47	0,370	1.701
$1,5 \epsilon_y = 3.285 \times 10^{-6}$	3,02	0,306	1.407
$2,0 \epsilon_y = 4.380 \times 10^{-6}$	3,48	0,270	1.236

Los dos gráficos superpuestos, correspondientes a la misma placa, para los dos tipos de acero, están recogidos en la figura siguiente.

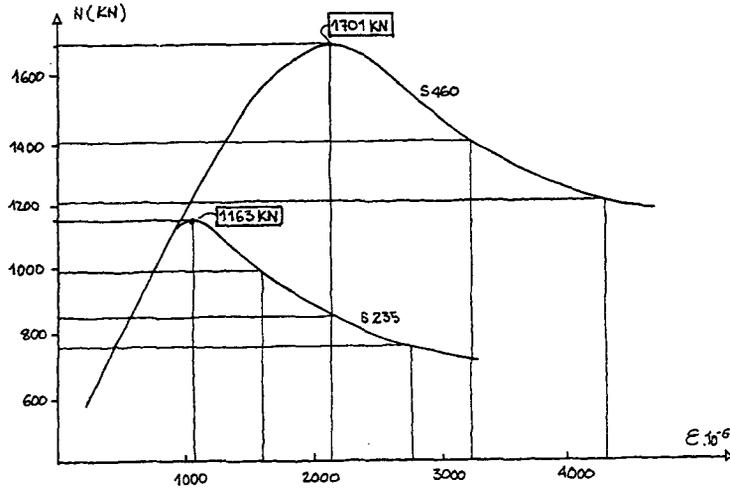


FIGURA 6.21

Para el caso más general en el que la placa está solicitada en flexo-compresión en su plano, el procedimiento es similar. Sólo varía el coeficiente de abollamiento k , que toma los valores siguientes (para $\alpha > 1$) en función de $\beta = \epsilon_2/\epsilon_1$.

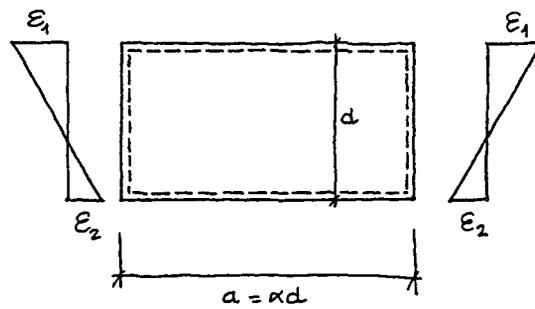
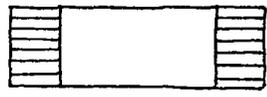
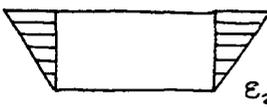


FIGURA 6.22

$\beta = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	k	
1,00	4,00 ^(*)	 $k = \frac{8,2}{1,05 + \beta} \quad \text{para } 1,00 > \beta > 0,00$
0,80	4,43 ^(*)	
0,60	4,97 ^(*)	
0,40	5,66 ^(*)	
0,20	6,56 ^(*)	
0,00	7,81 ^(*)	 $k = 7,81 - 6,29 \beta + 9,78 \beta^2$ <p>para $0,00 > \beta > -1,00$</p>
-0,20	9,50	
-0,40	11,89	
-0,60	15,10	 $k = 5,98 (1 - \beta)^2$ <p>para $-1,00 > \beta > -2,00$</p>
-0,80	19,10	
-1,00	23,90	
-1,20	28,94	
-1,40	34,44	
-1,60	40,42	
-1,80	46,88	
-2,00 ^(**)	53,82	

(*) Estos valores deben multiplicarse por $\left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2$ cuando $\alpha < 1$

(**) La expresión de k para $-1 > \beta > -2$ puede aplicarse también para valores de β inferiores a -2.

En la práctica, se puede considerar que el modelo de cálculo de la placa apoyada en cuatro bordes y solicitada en dos de ellos, es aplicable a los siguientes casos:

- a) Alma de vigas en T o en cajón sin rigidizadores longitudinales, que se consideran apoyadas en las alas y en los rigidizadores transversales o diafragmas.
- b) Alas comprimidas entre almas de secciones en cajón sin rigidizadores longitudinales.
- c) Sub-paneles de almas de secciones en T o en cajón con rigidizadores longitudinales, que se consideran apoyados en las alas y en los

rigidizadores longitudinales por una parte y en los rigidizadores transversales o diafragmas en el otro.

d) Sub-paneles de alas comprimidas, entre rigidizadores longitudinales.

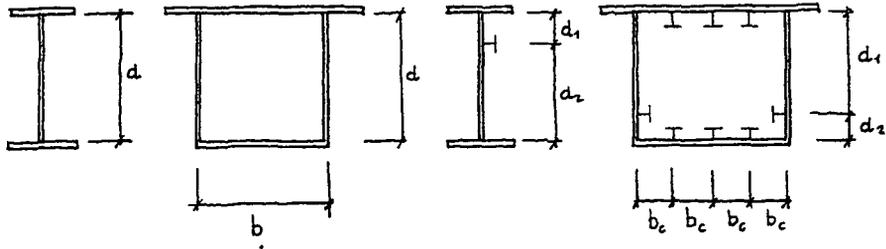


FIGURA 6.23

En realidad, tanto los paneles como los sub-paneles tendrán un cierto grado de continuidad o de empotramiento en sus bordes y, por consiguiente, el valor de k (y, por ende, la anchura eficaz), será superior al que se ha deducido con la hipótesis de apoyos simples, sin coacción al giro.

La metodología general de análisis de estas secciones consiste en sustituir los paneles o sub-paneles, parcial o totalmente comprimidos, por otros definidos por su anchura eficaz próxima a sus bordes, tal como se muestra en los siguientes gráficos.

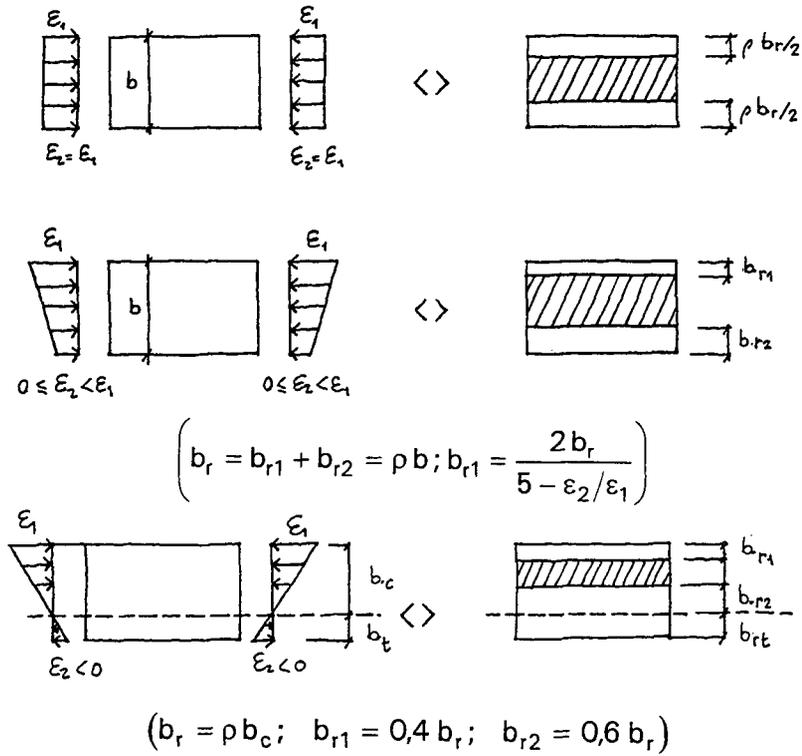


FIGURA 6.24

Las alas voladas de los perfiles en I o en secciones en cajón se analizan como placas apoyadas en tres bordes y libres en el otro.

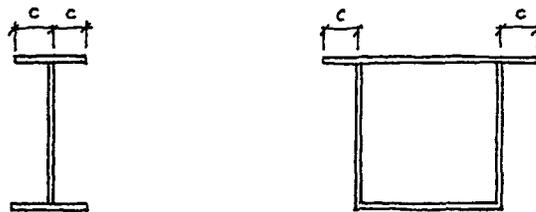


FIGURA 6.25

El método de análisis es análogo al de la placa apoyada en los cuatro bordes, modificando el valor de k, que toma los siguientes valores:

$\beta = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}$	2,00	1,50	1,00	0,50	0,00	-0,50	-1,00
k	0,48	0,46	0,43	0,69	1,70	8,47	23,8

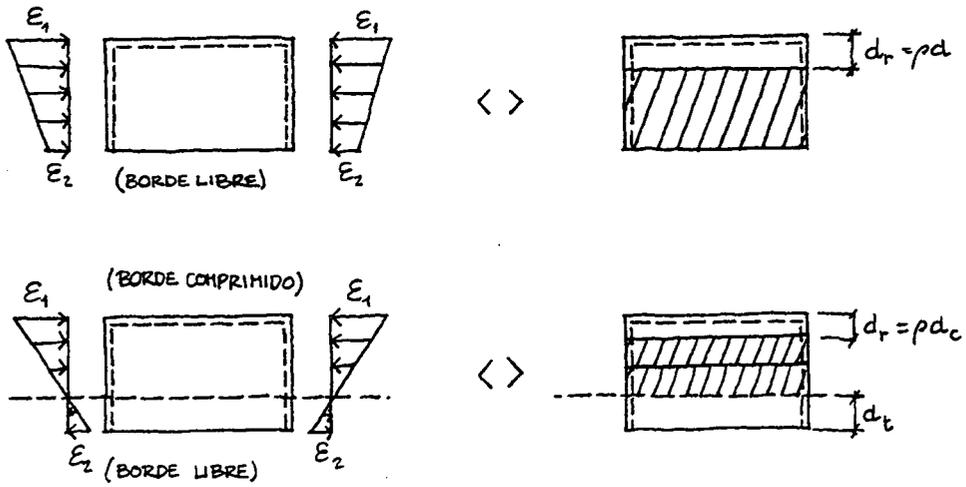


FIGURA 6.26

Si el borde longitudinal apoyado está traccionado:

$\beta = \frac{\epsilon_1}{\epsilon_2}$	0	-0,20	-0,40	-0,60	-0,80	-1,00
k	0,57	0,61	0,66	0,72	0,78	0,85

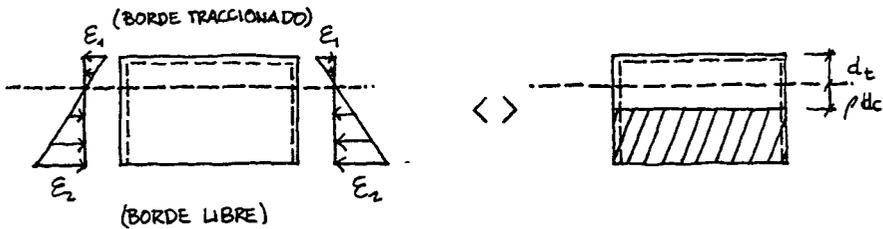


FIGURA 6.27

En las Recomendaciones figuran las expresiones generales de las que se han deducido estos valores particulares de k en función de β .

Conviene señalar que, siendo $\rho = 1$ para $\bar{\lambda}_p = 0,67$, en el caso de placas comprimidas apoyadas en cuatro bordes o en tres de ellos, la deformación unitaria máxima para que no se produzca el abollamiento para un determinado valor de b/t , será:

- *Ala entre almas* ($k = 4$)

$$\varepsilon_{\max} = \overline{0,67}^2 \cdot \varepsilon_{cr} = \overline{0,67}^2 \cdot 0,9 \cdot 4 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 1,616 \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Luego, con independencia del tipo de material, resulta:

b/t	20	30	40	50
$\varepsilon_{\max} \cdot 10^{-6}$	4.040	1.795	1.010	646

- *Ala volada* (deformación uniforme: $k = 0,43$)

$$\varepsilon_{\max} = \overline{0,67}^2 \cdot \varepsilon_{cr} = \overline{0,67}^2 \cdot 0,9 \cdot 0,43 \cdot (t/b)^2 = 0,174 \cdot (t/b)^2$$

de donde resulta:

b/t	6	8	10	12	14
$\varepsilon_{\max} \cdot 10^6$	4.825	2.715	1.737	1.206	885

Como se ve, cuanto menor sea la esbeltez de las placas, mayor será su deformabilidad crítica.

6.3.2.1 *Alas unidas a la losa de hormigón*

En los puentes de estructura mixta, el trabajo solidario de la losa comprimida de hormigón con la chapa -a la que va unida con pernos conectadores u otros medios de conexión-, exige, al menos en hipótesis, la igualdad de deformaciones unitarias de la chapa comprimida y de la fibra de hormigón que está en contacto con ella.

Si los puntos de conexión de la losa con la chapa no están suficientemente próximos, se puede producir el abollamiento localizado de la chapa entre puntos de unión y, por tanto, no se podría contar con su sección completa para determinar la capacidad resistente de la sección mixta.

En las Recomendaciones se establece la separación máxima entre pernos de conexión para que no sea necesario evaluar las consecuencias del abollamiento localizado de las chapas.

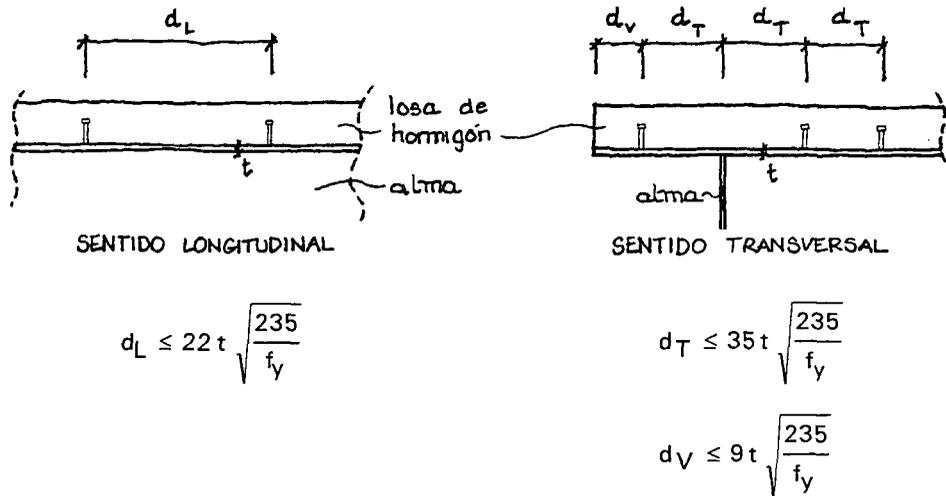


FIGURA 6.28

Aunque no está dicho expresamente, hay que entender que, a estos efectos, la línea del alma de la sección es equivalente a una alineación de pernos y, por tanto, la distancia máxima entre la alineación del alma y la de la fila más próxima de pernos tendrá la misma limitación que la establecida para la separación transversal entre dos alineaciones de conectadores.

Además en el capítulo 7, apartado 7.3.1, se establecen otros límites máximos de separación (800 mm ó 6 veces el espesor de la losa) tomados del Eurocódigo 4, cuya justificación no es evidente y que, generalmente, son menos determinantes que los anteriores.

Los valores de la separación máxima transversal (9 t y 35 t para el acero S235) llevan consigo (considerando las alineaciones de conectadores como líneas de apoyo), que las deformaciones máximas previas al abollamiento ($\bar{\lambda}_p \leq 0,67$) son las siguientes:

- Condición $9t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\varepsilon_{\max} = 0,174 \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 0,174 \left(\frac{t}{9t}\right)^2 \frac{f_y}{235} = 2,148 \cdot 10^{-6} = 1,9 \varepsilon_y$$

$$\left(\varepsilon_y = \frac{235}{210.000} = 1.119 \cdot 10^{-6} \right)$$

- Condición $35t \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\varepsilon_{\max} = 1,616 \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 1,616 \left(\frac{t}{35t} \right)^2 \frac{f_y}{235} = 1.319 \cdot 10^{-6} = 1,2 \varepsilon_y$$

El comportamiento de la chapa conectada es mucho más complejo que el representado por el modelo de cálculo escogido, por lo que los valores de las deformaciones deben considerarse órdenes de magnitud que recuerden el riesgo de abollamiento, en particular, cuando el hormigón está muy solicitado (recordar que su deformación máxima puede alcanzar 3500×10^{-6}).

En general, estas limitaciones máximas no se alcanzan dados los espesores habituales de chapas y el número de pernos necesarios para la conexión, que exige situarlos a distancias mucho más próximas.

Pero, por ejemplo, en el caso de piezas prefabricadas de hormigón como cabeza de compresión de la estructura mixta, al agruparse los pernos para que tengan cabida en los cajetines previstos para la conexión, el espesor de la chapa a la que se unen los pernos puede estar condicionado por el riesgo de abollamiento localizado. O bien, para un espesor determinado de chapa, puede estar condicionada la distancia entre cajetines de conexión.

Por otra parte, la distancia máxima entre pernos longitudinales o entre grupos de pernos longitudinales $\left(22t \sqrt{235/f_y} \right)$ es más exigente para tener en cuenta el efecto de la concentración localizada de tensiones que se produce en sentido longitudinal, debido a la transferencia de rasantes entre la losa de hormigón y la chapa de acero a través de los pernos conectadores.

6.3.2.2 Perfiles rellenos y embebidos con conexión por adherencia

En este tipo de elementos, de los que se tratará con detalle al abordar el comportamiento de los soportes mixtos, la adherencia del hormigón a las chapas coacciona sus desplazamientos transversales, limitando el riesgo de abollamientos localizados, que reducirían la capacidad portante del soporte. Para que dicha

capacidad pueda agotarse sin necesidad de disponer elementos de conexión entre la chapa y el hormigón, en las RPX-95 se establecen los siguientes límites.

En los perfiles rellenos de hormigón, dichas limitaciones son:

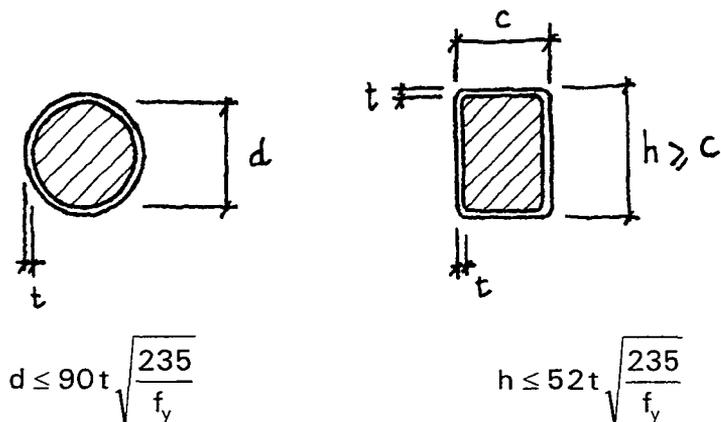


FIGURA 6.29

En los perfiles parcialmente embebidos:

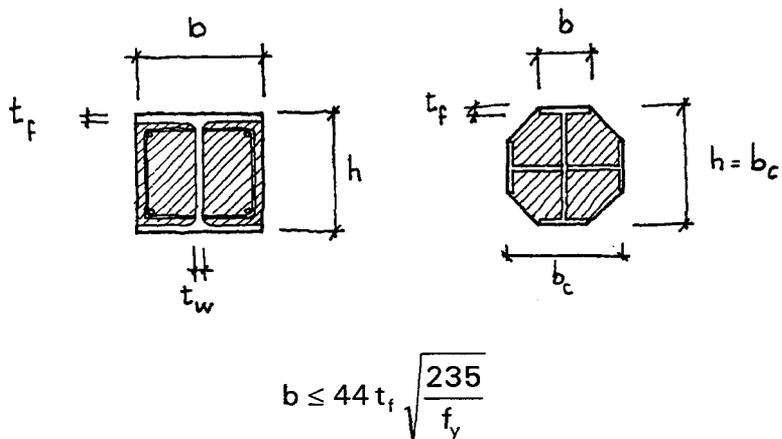
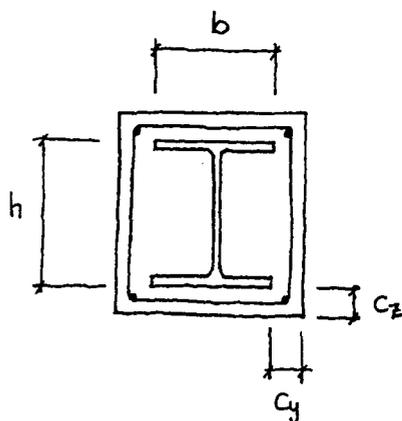


FIGURA 6.30

Para las chapas embebidas no se establece limitación de esbeltez, pero se imponen recubrimientos mínimos con espacio suficiente para disponer armaduras pasivas que deben cumplir las condiciones establecidas en la Instrucción EHE.



$$c_y \text{ y } c_z \leq 40 \text{ mm}$$

$$c_y \text{ y } c_z \geq b/6$$

$$c_y \text{ y } c_z \geq h/6$$

FIGURA 6.31

6.3.3. Capacidad resistente de la sección

6.3.3.1 Momento flector último

Para la determinación del momento flector último de una sección, se considera, como es tradicional, que la sección metálica o mixta se mantiene plana durante todo el proceso de respuesta estructural frente a las cargas que la solicitan. Ello supone la existencia de dos únicas incógnitas que, a efectos prácticos, se pueden identificar como la deformación en la fibra superior ε_s de la sección y la deformación ε_i en su fibra inferior. A cada plano de deformaciones corresponderá una distribución tensional $\sigma = E \varepsilon$, función de las características de los materiales empleados, que aplicada a la geometría adecuada de la sección permite establecer las dos ecuaciones de equilibrio ($N = \int_A \sigma \, dA = 0$; $M = \int_A \sigma \, y \, dA$) necesarias para calcular ε_s y ε_i , y resolver así el problema planteado. Ya se ha visto en el capítulo 4, al tratar del Análisis estructural, la problemática que se plantea para modelizar el comportamiento de los materiales y las características geométricas de la sección (sección eficaz, reducida, homogeneizada o fisurada según los casos).

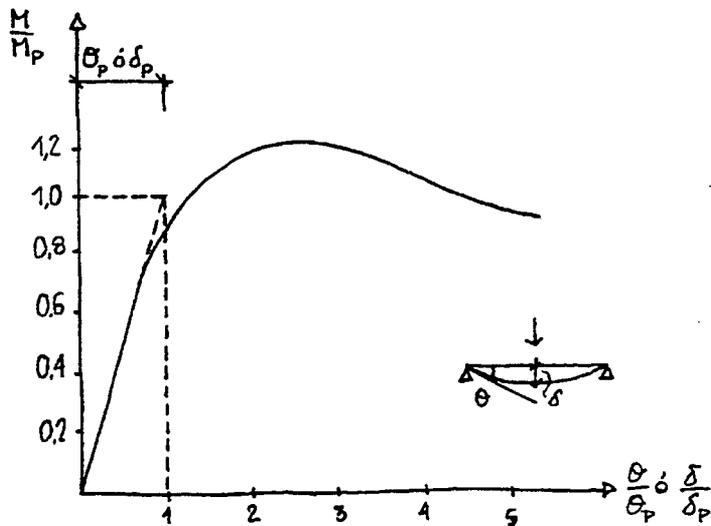
En el capítulo 4 se han expuesto los métodos que se pueden aplicar para la determinación del momento resistente de una sección en función de la esbeltez de las alas comprimidas y de las almas parcialmente comprimidas.

Dichos métodos son:

- Método plástico
- Método elástico
- Método elástico-correcto
- Método elasto-plástico

La utilización de uno u otro de los métodos plástico, elástico o elástico-corregido, se basa en la capacidad rotacional de la sección, lo que, a su vez, es función de la esbeltez del ala comprimida y del alma de la sección flectada.

La capacidad rotacional de la sección central se define con referencia al gráfico siguiente:



$$R_\theta = \frac{\theta}{\theta_p} - 1 ; \quad \text{o bien} \quad R_\delta = \frac{\delta}{\delta_p} - 1$$

FIGURA 6.32

El gráfico siguiente (Kato y Oh, 1989) muestra el comportamiento de una sección en I, con alma $h/t_w = 40$ y diferentes esbelteces de las alas.

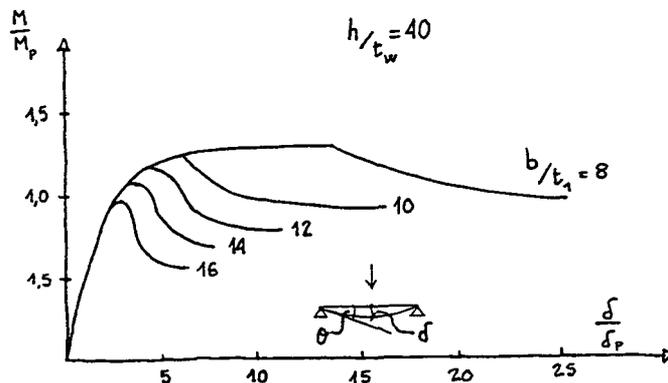


FIGURA 6.33

El momento resistente y el comportamiento de una sección depende significativamente de la esbeltez del ala comprimida y del alma flexo-comprimida. Por ello, se ha extendido el criterio de clasificar las secciones en cuatro clases, según su capacidad rotacional (figura 6.34).

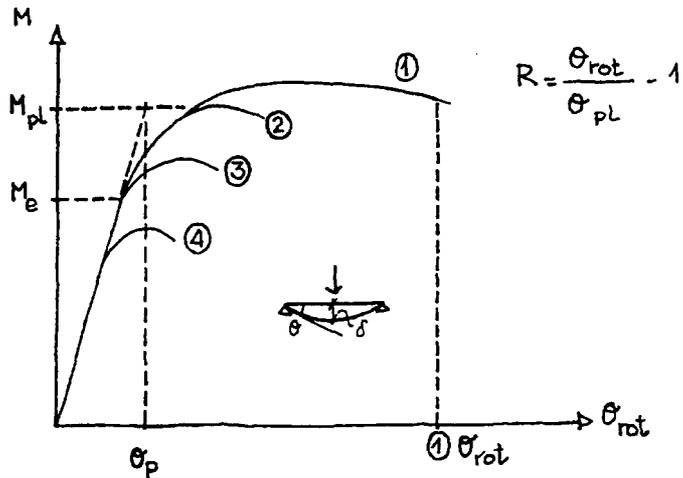


FIGURA 6.34

En el cuadro siguiente se resumen las características de las cuatro clases, aplicadas en una sección en I simétrica.

Clase	Modelo de comportamiento	Capacidad resistente	Capacidad rotacional	Análisis global de la estructura	
1		$M_R = M_{pl}$ 	Respuesta plástica	Importante	Plástico o Elástico
2		$M_R = M_{pl}$ 	Respuesta plástica	Limitada	Elástico
3		$M_{pl} > M_R > M_{el}$ 	Respuesta elástica en toda la sección	Ninguna	Elástico
4		$M_R < M_{el}$ 	Respuesta elástica en la sección reducida	Ninguna	Elástico

Algunos autores identifican la clase 1 con una capacidad rotacional $R_\theta \geq 4$, la clase 2 con $R_\theta \geq 2$ y las clases 3 y 4 con $R_\theta = 0$.

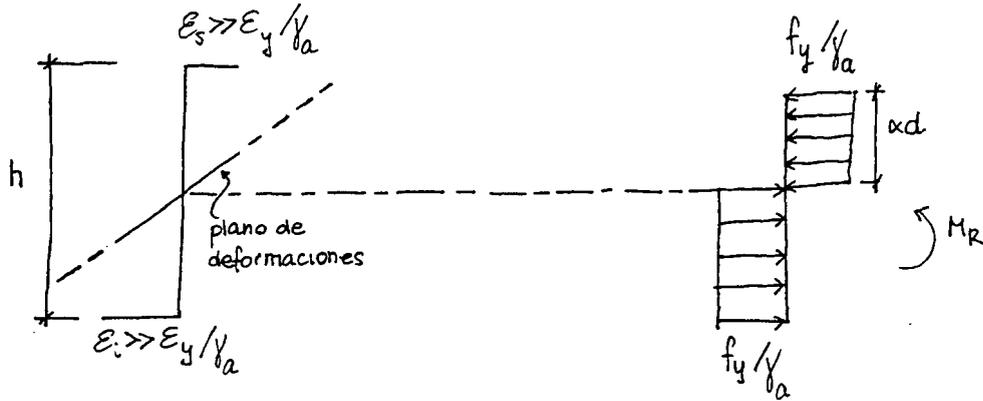
En las Recomendaciones se han establecido tres clases de sección, que corresponden a las siguientes definiciones:

- **Secciones compactas**, equivalentes a las clases 1 y 2, en las que se puede llegar a la plastificación completa de la sección.
- **Secciones moderadamente esbeltas**, equivalentes a la clase 3, que no admiten plastificaciones en la parte comprimida de la sección, pero sí en la zona en tracción.
- **Secciones esbeltas**, equivalentes a la clase 4, en las que el cálculo de la capacidad resistente se realiza para una sección corregida, de la que se ha

eliminado parte de las alas o de las almas comprimidas, no admitiéndose plastificaciones en las fibras comprimidas pero sí en las fibras traccionadas, igual que en el caso anterior.

En base a todo lo anterior, a continuación se exponen los rasgos esenciales de los diferentes métodos utilizables, según los casos, para la determinación del momento resistente de una sección metálica de un puente, en primer lugar, y después de una sección mixta.

M.1 Método plástico, en el que se acepta una distribución constante de tensiones, que equivale a una curvatura teóricamente indefinida de la sección de acero o mixta.



$$\chi = \frac{\epsilon_s + \epsilon_i}{d} \gg \frac{\epsilon_y}{\gamma_a}$$

FIGURA 6.35

Para poder aplicar el método, es necesario según lo establecido en la RPM-95, que la esbeltez de las alas comprimidas cumpla las siguientes condiciones:

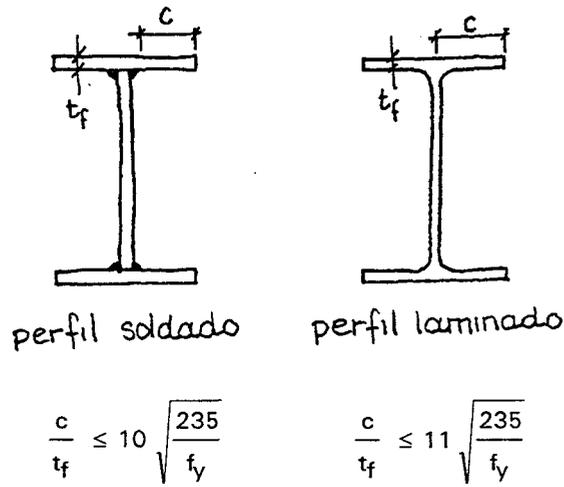


FIGURA 6.36

En el caso de las alas encerradas entre dos almas de las secciones en cajón:

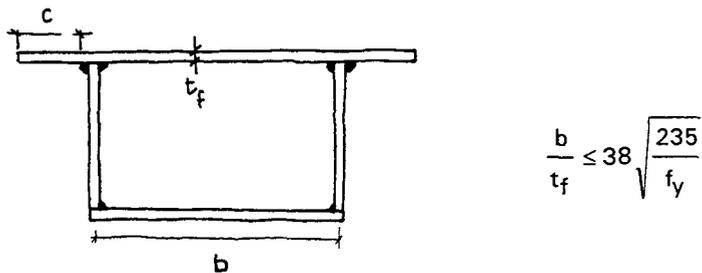


FIGURA 6.37

Para los aceros especificados en las Recomendaciones, en el caso de secciones soldadas, resulta:

	Alas voladas (c/t _f)	Alas internas (b/t _f)
S 235	≤ 10,0	≤ 38,0
S 275	≤ 9,2	≤ 35,1
S 355	≤ 8,1	≤ 30,9
S 460	≤ 7,1	≤ 27,1

Como se ha visto anteriormente, a estos valores les corresponden deformaciones unitarias no muy superiores a las del límite elástico:

para las alas internas, lo que a su vez equivale a valores de esbeltez relativa $\bar{\lambda}_f = 0,67$.

Como contraste, a continuación se recogen los valores de la esbeltez relativa que asignan diferentes normas internacionales a una sección metálica de clases 1, 2 y 3.

	Clase 1		Clase 2		Clase 3	
	ala	alma	ala	alma	ala	alma
EUROCÓDIGO 3 (1990)	0,537	0,518	0,590	0,597	0,805	0,903
AISC (1989)	0,460	0,508	0,597	0,788	0,873	0,936
DIN 1880, parte 2 (1990)	0,483	0,460	0,537	0,532	0,692	0,957
SIA 161 (1979)	0,610	0,516	0,722	0,645	0,898	0,903
BS 5950, parte 1 (1985)	0,433	0,615	0,497	0,762	0,754	0,934

Además, conviene recordar que en el caso de alas voladas no suele tener interés, salvo por razones de estabilidad del ala comprimida en su plano (pandeo lateral), definir valores elevados de la relación vuelo-espesor.

En el caso de las almas parcialmente comprimidas, las condiciones de su esbeltez para que la sección pueda considerarse compacta son las siguientes:

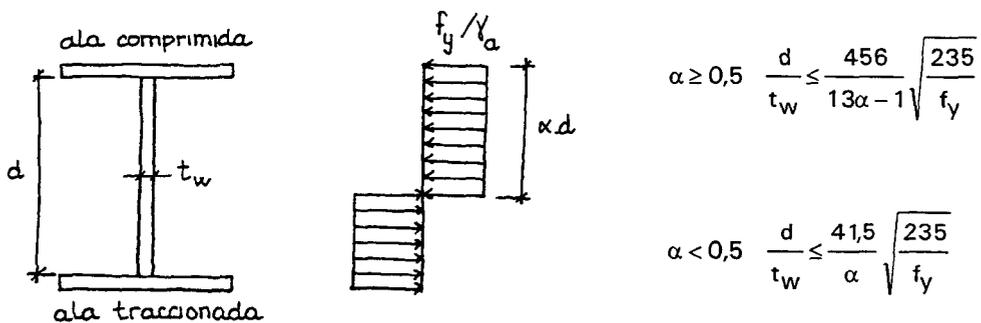


FIGURA 6.38

Valores máximos de d/t_w				
α	S 235	S 275	S 355	S 460
1,00	38	35	31	27
0,90	43	40	35	31
0,80	48	44	39	34
0,70	56	52	46	40
0,60	67	62	55	48
0,50	83	77	68	60
0,40	103	95	84	74
0,30	138	127	122	99
0,20	207	191	168	150

M.2 Método elástico. Se supone una distribución lineal de tensiones y deformaciones en alma que alcanza el valor máximo f_y/γ_a en la fibra superior del alma comprimida (ϵ_y/γ_a en términos de deformaciones) y una plastificación en la parte traccionada de la sección, de manera que la deformación unitaria de la fibra traccionada pueda alcanzar hasta $4 \epsilon_y$.

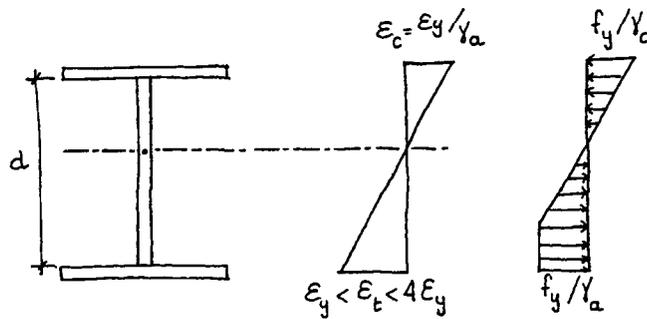


FIGURA 6.39

Para ello es necesario que la sección justifique la denominación de "moderadamente esbelta", lo que sucederá si se cumplen las siguientes limitaciones geométricas (con referencia a los esquemas de sección anteriormente representados):

- Alas voladas:
 - . sección soldada $\frac{c}{t_f} \leq 14 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
 - . perfil laminado $\frac{c}{t_f} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

- Alas internas de secciones en cajón: $\frac{b}{t_f} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Hay que insistir aquí en que, los valores límite para las alas voladas, tomados de los Eurocódigos, no tienen consecuencias prácticas. De hecho, las alas de todos los perfiles laminados tienen el carácter de compactas y, en perfiles soldados, no hay razón práctica para disponer esbelteces superiores a 10 t_f .

En el caso de las almas parcialmente comprimidas, denominando β a la relación $\varepsilon_t/\varepsilon_c$:

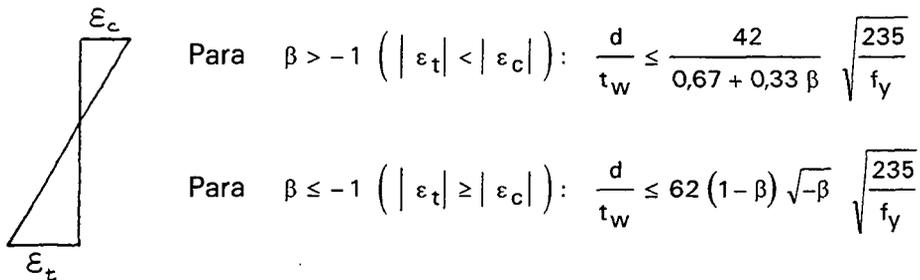


FIGURA 6.40

(Hay que llamar la atención sobre la necesidad de que $|\varepsilon_c| < |\varepsilon_t|$ para evitar situaciones potencialmente frágiles en las que el colapso se produzca por agotamiento del ala comprimida).

Valores máximos de d/t_w				
β	S 235	S 275	S 355	S 460
-2,0	∞	∞	∞	∞
-1,8	552	510	449	394
-1,6	295	273	240	211
-1,4	202	187	164	144
-1,2	153	141	124	109
-1,0	123	114	100	88
-0,8	103	95	84	74
-0,6	89	82	72	64
-0,4	78	72	63	56

M.3 Método elástico-correctado. El procedimiento de cálculo del momento resistente de la sección será idéntico al del método elástico que se acaba de exponer, pero la sección de cálculo considerada, será una sección reducida para tener en cuenta las consecuencias del abollamiento que se producirán en alas o almas que no cumplen las condiciones de esbelteces exigibles en las

secciones compactas o moderadamente esbeltas y que, por ello, se denominan "secciones esbeltas".

Como en el caso anterior, las deformaciones máximas en los bordes de las secciones esbeltas serán:

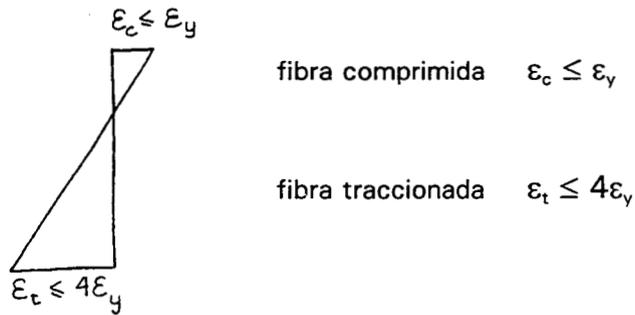
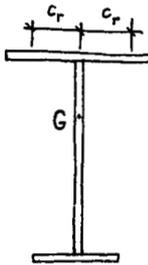
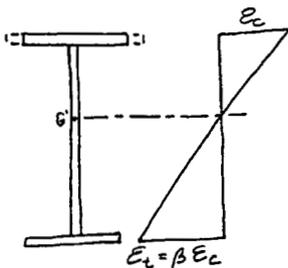


FIGURA 6.41

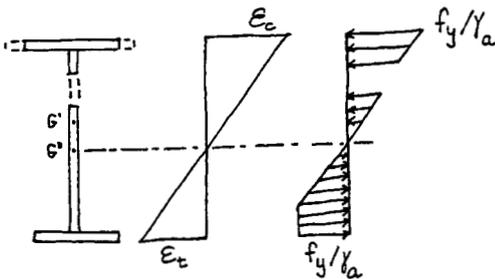
Para determinar la sección reducida, se procederá de la forma siguiente:



- 1º) Se determinará la anchura eficaz del ala comprimida para la deformación ϵ_y , correspondiente al límite elástico. En general, si las dimensiones de las alas han sido correctamente elegidas, no deberá producirse reducción por este motivo.



- 2º) Determinar la nueva fibra neutra con el ala en compresión reducida y el alma completa, y calcular la sección reducida del alma para el plano de deformaciones que resulta.



- 3º) Determinar las características de la sección reducida y la distribución de tensiones, cuya integración permitirá determinar el valor de M_R .

FIGURA 6.42

En el caso de los puentes de estructura mixta, la determinación del momento resistente de la sección depende también de la esbeltez de los elementos metálicos (alas y almas) con el consiguiente riesgo de abollamiento. En las alas unidas a la losa de hormigón, siempre que se cumplan las distancias máximas entre elementos de conexión que se indican en el apartado 6.3.2.3 de las RPX-95, a las que ya se ha hecho referencia, se puede considerar que tal riesgo no existe y que es posible contar con la totalidad del ala.

Si suponemos que la estructura se construye apeada y que el peso propio de la parte metálica y de la losa de hormigón actúan sobre la sección mixta, el cálculo de la capacidad resistente podría realizarse según el método plástico, elástico o elástico-corregido en función de la esbeltez del ala metálica comprimida y del alma parcialmente comprimida. Las condiciones que deberá cumplir la parte metálica serán las mismas que las establecidas para las secciones compactas, moderadamente esbeltas o esbeltas respectivamente.

1º) **Secciones compactas:** En el caso de secciones compactas, para *solicitaciones que comprimen el hormigón de la losa*, la distribución tensional que permite la determinación del momento resistente de la sección mixta será:

- Si la fibra neutra plástica no se sitúa en el espesor del hormigón:

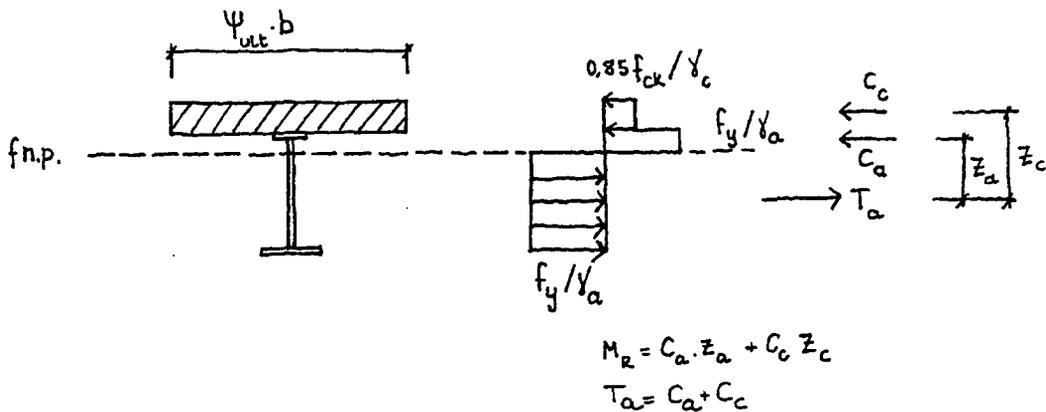


FIGURA 6.43

El ancho eficaz de la sección podrá ser el que corresponda al coeficiente de arrastre ψ_{ult} .

- Si la fibra neutra plástica se sitúa dentro del espesor del hormigón:

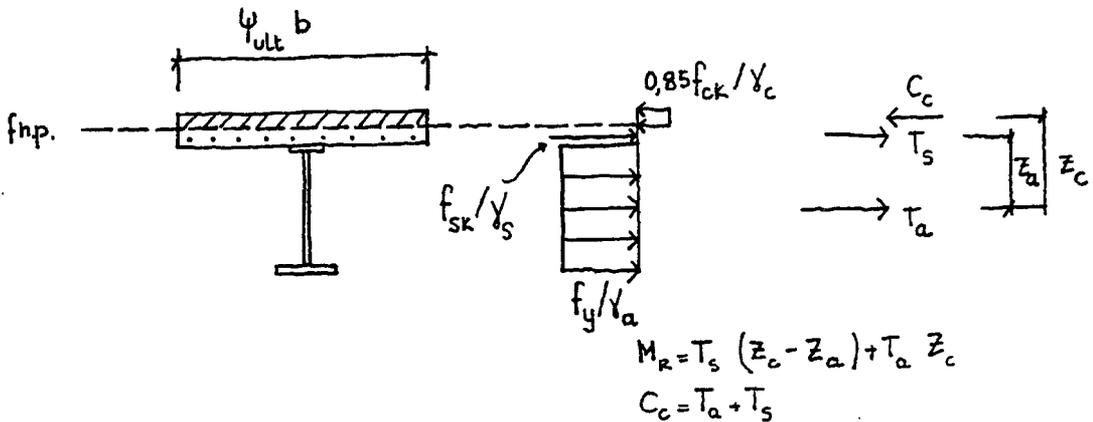


FIGURA 6.44

Con mucha frecuencia, debido a las dimensiones de la losa de hormigón y a su capacidad para transmitir esfuerzos de compresión, las secciones mixtas solicitadas por momentos que comprimen la losa cumplen las condiciones exigibles a las secciones compactas: el ala comprimida está unida a la losa de hormigón y no puede pandear, y la profundidad de la parte comprimida del alma suele ser pequeña. Por tanto, se podrá calcular el momento resistente considerando que la sección está totalmente plastificada. Sin embargo, no hay que olvidar que esta capacidad resistente está asociada a una gran deformabilidad de la sección que, en el caso de tableros continuos, está asociada a la deformabilidad de las otras secciones, como las que están en la zona de apoyos, en las que la capacidad rotacional es mucho más reducida. El momento resistente plástico es el valor máximo posible; debe ser tenido como referencia, pero no empeñarse en alcanzarlo. Por otra parte, si en el E.L.U. se considera el comportamiento plástico de la sección, es posible que para las cargas correspondientes a los E.L.S. no se cumpla la verificación de las plastificaciones locales, de manera que sea este estado límite el que determine las dimensiones de la estructura y no se alcance el agotamiento plástico de la sección en el E.L.U.

Cuando el momento solicitante pone en tracción el hormigón, la capacidad resistente de la sección se determinará sin tomar en consideración el hormigón traccionado y se contará solamente con la armadura de la losa. La sección resistente será, por tanto, esencialmente metálica, con una problemática análoga a la que ya hemos visto para este tipo de secciones. Por ello, cuando la sección se puede considerar

como compacta, no se limitan las deformaciones del acero ni en tracción ni en compresión.

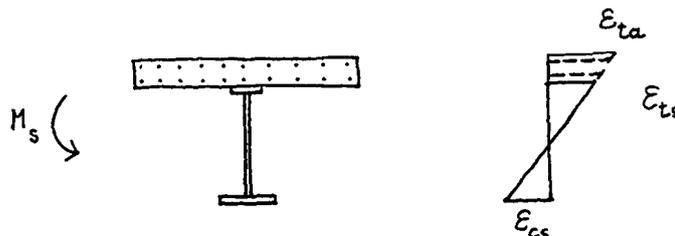


FIGURA 6.45

La distribución tensional para la determinación de M_{Rd} será, en consecuencia, la que se representa a continuación:

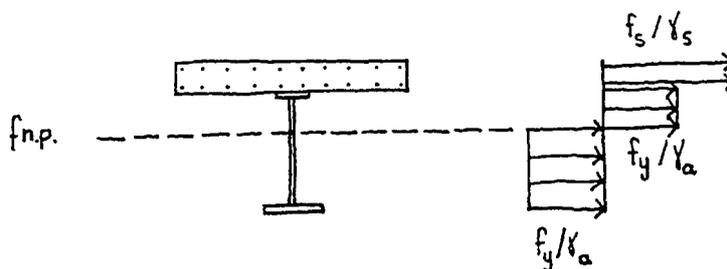


FIGURA 6.46

En puentes, es poco probable que la sección sobre apoyos cumpla las condiciones para que pueda ser considerada como compacta. La profundidad de la parte comprimida del alma suele ser excesiva.

2º) **Secciones moderadamente esbeltas:** ($\epsilon_{cs} \leq \epsilon_y$; $\epsilon_{ts} \leq 4 \epsilon_y$)

Cuando la geometría de la parte metálica de la sección no permite considerar a ésta como compacta, podemos encontrarnos con una sección moderadamente esbelta, cuyo momento resistente se puede determinar con la condición de que, en el acero en tracción, la deformación máxima no supere $4 \epsilon_y$ y en el acero comprimido el valor de ϵ_y . En el caso de momentos que soliciten a la losa en compresión, además, el valor máximo de la deformación unitaria del hormigón no superará la del modelo definido para el comportamiento del hormigón, generalmente 3,5%.

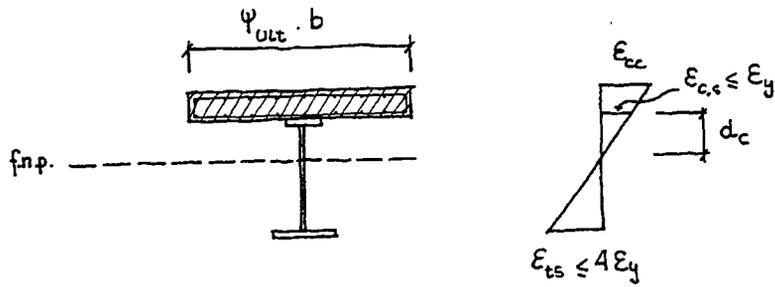


FIGURA 6.47

Dicho modelo puede ser alguno de los recogidos en la EHE, por ejemplo:

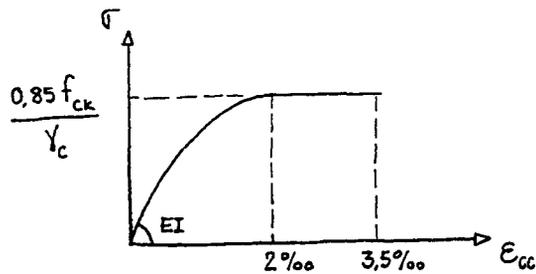


FIGURA 6.48

Para el cálculo del momento resistente, se obtienen también valores suficientemente precisos adoptando el modelo simplificado de cálculo recogido en el Eurocódigo 2.

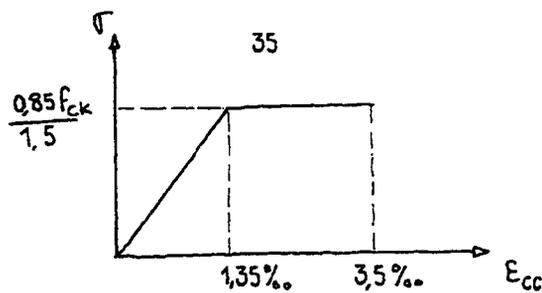


FIGURA 6.49

Cuando se trata de un momento que provoca tracciones en el hormigón, los límites de las deformaciones para las secciones moderadamente esbeltas serán los representados en la figura siguiente:

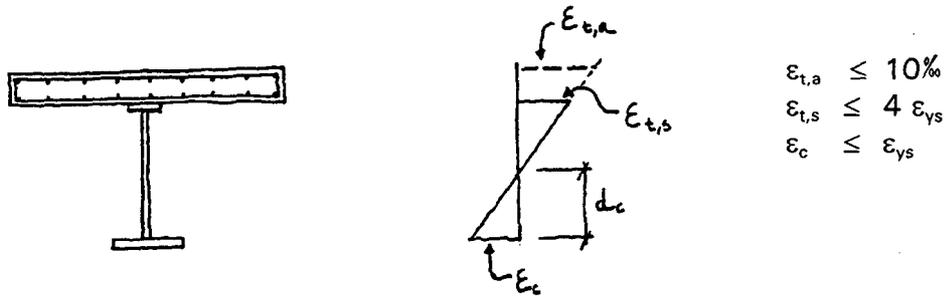


FIGURA 6.50

Aquí también se pone de manifiesto el interés de contar con un ala comprimida suficientemente potente para lograr que se produzca la plastificación de las armaduras de la losa, del ala traccionada y de una parte suficiente del alma. Así la sección tendrá deformabilidad suficiente y no se producirá la rotura frágil por colapso del ala comprimida.

3º) **Secciones esbeltas:** Si no se cumplen las condiciones geométricas exigibles a las secciones moderadamente esbeltas, la sección completa debe ser sustituida por otra en la que se ha eliminado una parte del alma comprimida y, eventualmente (si las dimensiones no son adecuadas) una parte también del ala metálica comprimida (figura 6.51). El método para la determinación de la sección reducida es el que ya se ha expuesto y las limitaciones de las deformaciones de las fibras extremas son las mismas que las del caso anterior.

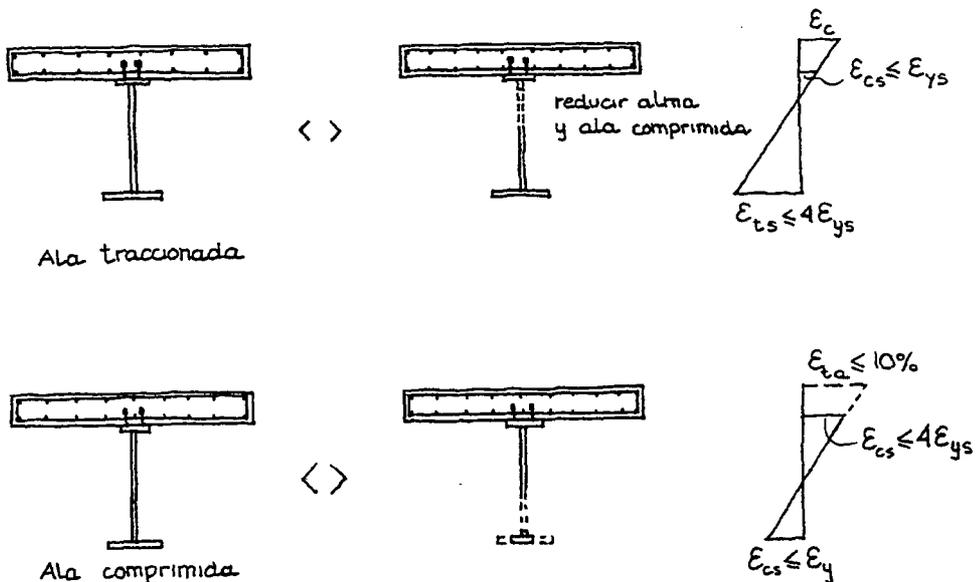


FIGURA 6.51

En los casos más frecuentes, los puentes de estructura mixta se construyen sin apelar: el peso propio de la estructura metálica y de la losa de hormigón son soportados por la parte metálica de la estructura, que sólo actúa como mixta, una vez que el hormigón ha fraguado, para las cargas permanentes y las sobrecargas.

En estas condiciones, el momento último se alcanzará cuando la suma de los sucesivos planos de deformaciones -comenzando por el que produce en la estructura metálica su peso propio y el peso del hormigón fresco- hace que en alguna de las fibras extremas se alcance la deformación límite, que es función del tipo de sección.

La retracción, el efecto similar provocado por el gradiente de temperatura (considerando, como hace la IAP, que equivale a una diferencia de temperatura entre la losa del hormigón y el acero de la sección) y el efecto de la fluencia producen también un plano deformacional que hay que añadir al provocado por el resto de las acciones.

En el ejemplo que se desarrolla más adelante, se muestra la evolución del comportamiento de una sección clásica de tablero mixto, con construcción no apeada.

Si se acepta el comportamiento plástico de la sección, sin límite de deformaciones, el momento último de la sección no está influido por el sistema de construcción, ni por el efecto de las acciones reológicas (retracción y fluencia) ni de las valoraciones térmicas.

Estas acciones influyen, sin embargo, en el comportamiento en servicio de la estructura, y la comprobación de los estados límite de servicio puede ser determinante.

Por otra parte, hay que recordar que una situación de cálculo para la que hay que comprobar, tanto los estados límite de servicio como el estado límite último de rotura, es la de la estructura metálica durante el proceso de construcción.

M.4 Método elasto-plástico de cálculo. Los métodos plástico, elástico y elástico-correctado que han sido expuestos, llevan consigo una singularidad en la frontera de separación entre ellos, consecuencia del criterio de definición de clases de sección (compacta, moderadamente esbelta, esbelta), que se asigna a cada uno de ellos.

Si, a modo de ejemplo, imaginamos una sección en I simétrica, a la que se va aumentando la altura del alma, la evolución del momento último en relación con el momento elástico sería la representada en la figura 6.52. A medida que aumenta la altura del alma, se produce primero un salto brusco al pasar la sección de ser compacta a moderadamente esbelta. A partir de un determinado valor de h/t_w , la sección se convierte en esbelta y hay que aplicar una reducción al alma de manera que el momento disminuye, en este caso, sin sobresaltos.

Si se dibuja el diagrama equivalente disponiendo en ordenadas la curvatura de la sección:

$$\chi = \frac{\epsilon_s + \epsilon_i}{h}$$

se observa un cambio brusco en el gráfico, que señala la frontera entre un comportamiento dúctil cuando se trata de una sección compacta y un comportamiento bruscamente frágil cuando sus dimensiones exigen considerarla como esbelta o moderadamente esbelta.

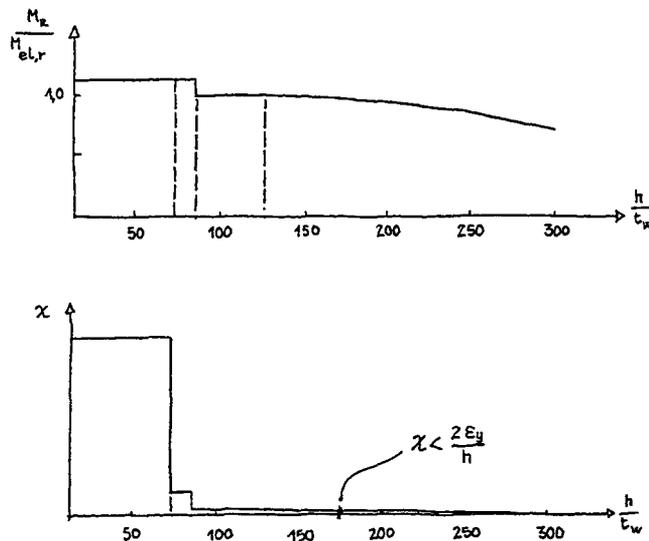


FIGURA 6.52

El método elasto-plástico de cálculo que, a modo de alternativa, plantean las Recomendaciones, permite superar esta situación insatisfactoria, basada en una clasificación convencional de las secciones. Si basamos la definición de

la esbeltez relativa de una placa parcial o totalmente comprimida en deformaciones unitarias $(\bar{\lambda}_p = \sqrt{\varepsilon/\varepsilon_{cr}})$ y aceptamos que dichas deformaciones pueden superar las correspondientes al límite elástico del material, resulta, como ya se ha visto anteriormente, una evolución sin discontinuidades en el comportamiento de la sección. A cada plano de deformaciones le corresponderá una sección de cálculo que se irá reduciendo a medida que aumenta su deformabilidad, igual que sucedía en la placa comprimida analizada en el capítulo 4.

Con este procedimiento, no será necesaria la clasificación de secciones y serán los valores de las deformaciones unitarias las que determinen la capacidad resistente de la sección.

Este método, denominado elasto-plástico, es de aplicación, tanto para los puentes de estructura metálica como para los de estructura mixta. Permite determinar en cada sección el diagrama $M-\chi$, lo que, con adecuados instrumentos de cálculo, hace posible un análisis global y consistente de la estructura superando las contradicciones que supone el cálculo, por un lado, de las solicitaciones en la hipótesis de un comportamiento indefinidamente elástico de todas las secciones y, por otro, la determinación de la capacidad resistente de la sección aceptando plastificaciones, parciales o totales.

En las Recomendaciones, se ha planteado la utilización de este método general, limitando, no obstante, las deformaciones en la fibra más comprimida y más traccionada de la sección:

- fibra más comprimida $\varepsilon_c \leq 1,2 \varepsilon_y$
- fibra más traccionada $\varepsilon_t \leq 4,0 \varepsilon_y$

Con este planteamiento podremos, en el caso de los puentes de estructura mixta y siguiendo los métodos tradicionales de análisis que se siguen en el hormigón armado, determinar, para una sección determinada, los esfuerzos combinados de flexión y axiles, con un diagrama de pivotes como el que se representa a continuación.

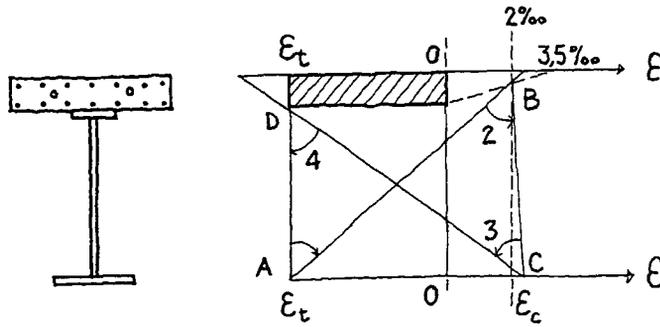


FIGURA 6.53

En todo caso, sea la sollicitación un momento flector, un esfuerzo de compresión o una combinación de ambos, la respuesta de la sección se obtiene al determinar las deformaciones extremas ϵ_s y ϵ_i de forma que la resultante de tensiones en el conjunto de la sección sea equivalente a los esfuerzos que la solicitan.

En las secciones con doble acción mixta, generalmente situadas en zona de apoyos, en las que el ala metálica comprimida se solidariza con una losa de hormigón, el diagrama de pivotes es el que se representa a continuación:

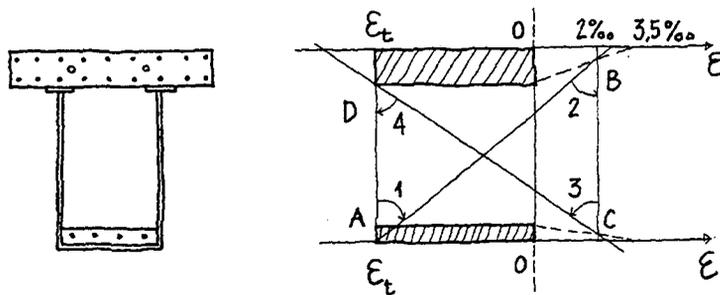


FIGURA 6.54

La decisión de hormigonar la losa inferior y conectarla a la chapa comprimida no persigue exclusivamente sacar partido económico a la eficiencia del hormigón para resistir esfuerzos de compresión (que es aún mayor al no necesitar encofrado) sino, también, asegurar un comportamiento dúctil de la sección de apoyos. Es más sencillo y menos costoso conseguir que el agotamiento de la sección se produzca por alargamiento de las armaduras de la losa superior, del ala y la parte del alma traccionada, para lo que la capacidad a compresión del conjunto chapa

inferior-losa, debe ser significativamente superior a la capacidad del acero en tracción y de la armadura dispuesta en la losa traccionada.

Como se ha dicho, el método elasto-plástico permite analizar, el comportamiento de la sección, cualquiera que sea su nivel de deformaciones y cualquiera que sea, por tanto, el nivel de cargas aplicado a la estructura. Dicho comportamiento es consecuencia de la adición de los sucesivos planos de deformaciones que se generan, tanto durante el proceso de construcción como tras su puesta en servicio. Así, en el caso de construcción no apeada, el plano de deformaciones correspondiente a la "etapa metálica" (para el peso propio de la estructura metálica y del hormigón fresco), se superpone a los sucesivos planos de deformaciones hasta alcanzar el plano de deformaciones último.

De la misma manera, en una estructura isostática, las acciones reológicas (retracción y fluencia) y la variación diferencial de temperatura entre la losa de hormigón y la estructura metálica generan un plano de deformaciones (al que corresponde un estado tensional que se autoequilibra) que se añade a los provocados por las cargas exteriores. En el caso de estructuras hiperestáticas, además, se generan esfuerzos hiperestáticos, con las consiguientes deformaciones que hay que sumar a todas las demás.

En el caso de puentes mixtos pretensados, se puede sustituir el efecto del pretensado por unas acciones exteriores que corresponden a los esfuerzos generados con la puesta en tensión. Se produce un estado de deformaciones que hay que añadir a los correspondientes al resto de las acciones.

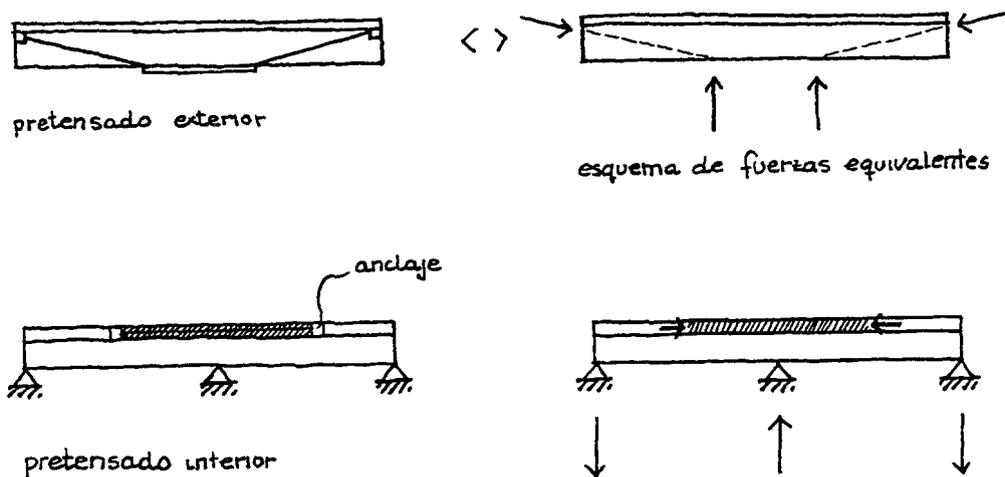


FIGURA 6.55

Estas cargas exteriores equivalentes variarán a lo largo de la vida de la estructura en función de las cargas y de las deformaciones que se añaden a las que existían en el momento de la puesta en tensión y del grado de solidaridad del cable con la estructura que se deforma.

En el caso del pretensado exterior, en general, se puede despreciar la sobretensión que, en todo caso, será muy limitada al ser el alargamiento del conjunto del cable, entre puntos de anclaje, el que influye. En cualquier caso, se puede considerar una sobretensión calculada con un análisis global de la deformación del cable.

En el caso del pretensado interior (entendiendo por tal aquél en el que los cables van alojados en vainas en el interior de la losa de hormigón y que, tras la tensión, se solidariza a ella por inyección de mortero), el pretensado se puede considerar como una carga exterior cuando se aplica y como una armadura más (con sus características mecánicas particulares) una vez inyectado. Las comprobaciones en E.L.S. se podrán realizar considerando el pretensado como una carga exterior, teniendo en cuenta la estimación de las pérdidas (cuyo nivel de precisión debe estar en consonancia con la precisión de los valores de referencia que se estén controlando). En E.L.U. se considerará el pretensado como una armadura más y su deformación complementaria (a añadir a la inicialmente producida) coincidirá con la que requiere el equilibrio de la sección.

6.3.3.2 Esfuerzo cortante último

En el estado actual de conocimientos no se suele considerar que la losa de hormigón de un puente mixto pueda absorber una parte del cortante que solicita a una sección mixta. Por ello, el cálculo del esfuerzo cortante último es idéntico en los puentes metálicos que en los mixtos puesto que, en éstos, sólo se considera la parte metálica.

— Vigas con rigidizadores transversales exclusivamente

Considerando, en primer lugar, el caso de un alma con rigidizadores transversales exclusivamente, la capacidad de la viga para resistir esfuerzos cortantes dependerá de la capacidad de los paneles individualizados limitados por dos rigidizadores transversales contiguos y las dos alas de la viga.

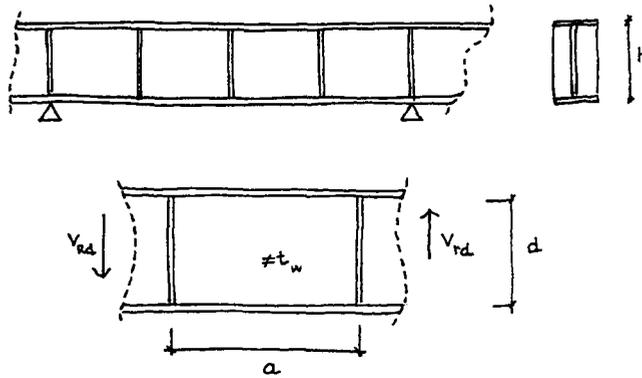


FIGURA 6.56

El comportamiento de un panel solicitado por un esfuerzo cortante se considera que pasa por *dos etapas* sucesivas y diferenciadas: la etapa *precritica*, hasta que se produce el abollamiento de la placa y, la etapa *postcritica*, en la que el panel, teóricamente abollado, genera un mecanismo para soportar un incremento de esfuerzo cortante que se añade al anterior para determinar la capacidad resistente total.

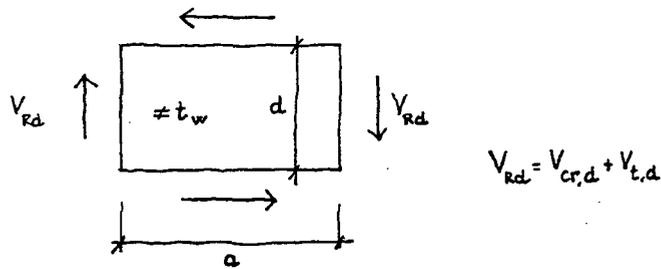


FIGURA 6.57

El valor $V_{cr,d}$ es el que provoca teóricamente el abollamiento de la placa, de dimensiones $a \cdot d$ y de espesor t_w , y se basa en la teoría elástica de bifurcación de equilibrio con correcciones que tienen en cuenta sus imperfecciones geométricas y las tensiones residuales inevitablemente presentes.

Según esta teoría, la tensión tangencial crítica es:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot 0,9 \cdot E_a \left(\frac{t_w}{d} \right)^2$$

tomando k_τ , coeficiente de abollamiento, los valores siguientes:

a/d	3,0	2,5	2,0	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
k_τ	4,60	4,85	5,33	5,74	6,37	7,42	9,34	12,45	21,35

que corresponden a las expresiones siguientes:

$$\frac{a}{d} > 1 \quad k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$$

$$\frac{a}{d} \leq 1 \quad k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$$

A partir de este valor de τ_{cr} se determina la esbeltez relativa:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$$

donde:

f_{yw} límite elástico del material

$f_{yw}/\sqrt{3}$ es a su vez, (de acuerdo con el criterio de Von Mises), la tensión tangencial de agotamiento

La capacidad crítica $V_{cr,d}$ se establece como:

$$V_{cr,d} = d \cdot t_w \frac{\tau_l}{\gamma_a}$$

es decir, el área del alma multiplicado por $\frac{\tau_l}{\gamma_a}$ siendo $\tau_l = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$

• Si $\bar{\lambda}_w > 1,25$ $\chi = \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2}$ $\tau_l = \tau_{cr}$

• Si $0,80 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1,25$ $\chi = 1 - 0,8(\bar{\lambda}_w - 0,80)$ $\tau_l = \chi \frac{f_y}{\sqrt{3}}$

λ_w	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
χ	1,00	0,92	0,84	0,76	0,68

• Si $\lambda_w \leq 0,80$ $\chi = 1$ $\tau_1 = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$

Para algunos valores habituales de a/d y de d/t_w, se puede confeccionar el cuadro siguiente (para el acero S355, $f_y/\sqrt{3} \approx 205 \text{ N/mm}^2$):

d/t _w	a/d	τ_{cr} [N/mm ²]	$\bar{\lambda}_w$	τ_1 [N/mm ²]
60	2,00	280	0,86	195
	1,50	334	0,78	205 ^(*)
	1,00	490	0,65	205 ^(*)
80	2,00	157	1,14	149
	1,50	188	1,04	166
	1,00	275	0,86	195
100	2,00	100	1,43	100 ^(**)
	1,50	120	1,30	120 ^(**)
	1,00	176	1,08	159
120	2,00	70	1,71	70 ^(**)
	1,50	83	1,57	83 ^(**)
	1,00	122	1,30	122 ^(**)
140	2,00	51	2,00	51 ^(**)
	1,50	61	1,83	61 ^(**)
	1,00	90	1,50	90 ^(**)
160	2,00	39	2,30	39 ^(**)
	1,50	47	2,09	47 ^(**)
	1,00	69	1,72	69 ^(**)

(*) Valores que coinciden con $\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$ ($\bar{\lambda}_w < 0,80$)

(**) Valores que coinciden con τ_{cr} ($\bar{\lambda}_w > 1,25$)

Entre las teorías que se han desarrollado para determinar el valor de V_{t,d}, capacidad postcrítica de la placa, las expresiones de las Recomendaciones, como la de los Eurocódigos, están basadas en el modelo de la escuela de Cardiff y supone que la capacidad post-crítica tiene, a su vez, dos componentes que se identifican con claridad en los numerosos ensayos experimentales que se han realizado para validar esta teoría.

- la debida al mecanismo de tracción que se genera como una banda diagonal en la chapa abollada y que equivale al comportamiento de una celosía con las diagonales en tracción modelizando la banda traccionada;
- la debida a las rótulas plásticas que se producen en las alas.

Esquemáticamente, los tres mecanismos, el precrítico y los dos post-críticos citados (englobados en el esquema), son:

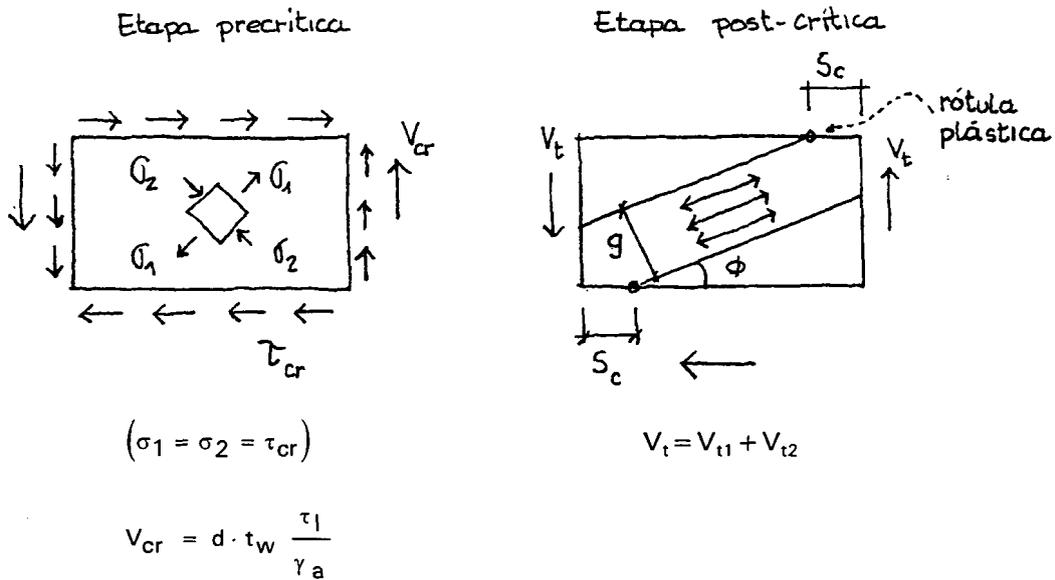


FIGURA 6.58

El valor de V_t se determina según la expresión:

$$V_t = V_{t1} + V_{t2} = 0,9g \cdot t_w \frac{\sigma_t}{\gamma_a} \text{ sen } \phi$$

siendo:

g ancho de la banda considerada traccionada

$$g = \underbrace{(d - a \text{tg } \phi)}_1 \cos \phi + \underbrace{s_c \text{ sen } \phi}_2 + \underbrace{s_t \text{ sen } \phi}_3$$

es decir:

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \cdot \text{sen } \phi$$

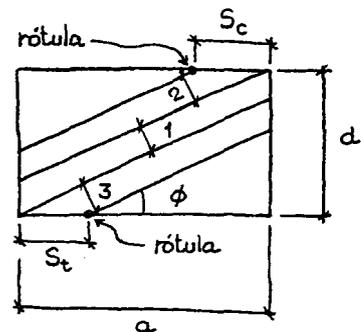


FIGURA 6.59

La expresión de σ_t , tensión máxima diagonal, se basa en la aplicación del criterio de Von Mises, de manera que la tensión de comparación en el alma sea igual al límite elástico del material. Siendo σ_u la tensión en la dirección de la banda en tracción, σ_v , la perpendicular y τ_{uv} la tensión tangencial correspondiente, tendremos:

$$\sqrt{\sigma_u^2 + \sigma_v^2 - \sigma_u \cdot \sigma_v + 3\tau_{uv}^2} \leq f_{yw}$$

siendo:

$$\sigma_u = \sigma_t + \tau_t \operatorname{sen} 2\phi$$

$$\sigma_v = \tau_t \operatorname{sen} 2\phi$$

$$\tau_{uv} = \tau_t \operatorname{cos} 2\phi$$

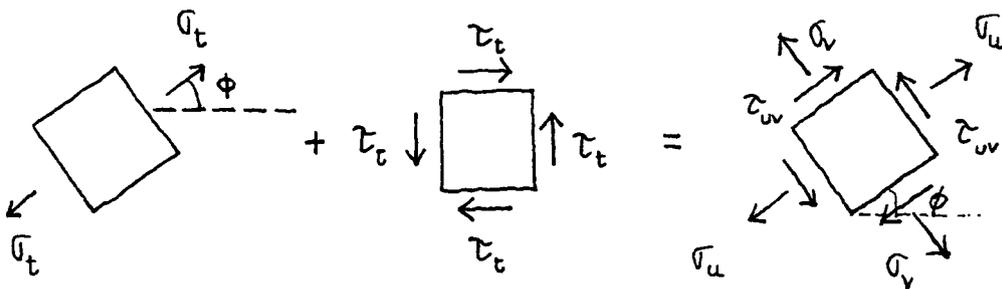


FIGURA 6.60

De las expresiones anteriores resulta:

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - \tau_t^2 \left[3 - \left(\frac{3}{2} \operatorname{sen} 2\phi \right)^2 \right]} - \frac{3}{2} \tau_t \cdot \operatorname{sen} 2\phi$$

o, haciendo: $\psi = \frac{3}{2} \tau_t \cdot \operatorname{sen} 2\phi$

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - 3\tau_t^2 + \psi^2} - \psi$$

que es la expresión que figura en las Recomendaciones.

Por condiciones de equilibrio del mecanismo post-crítico, se determinan las distancias s_c y s_t a las que se producen las rótulas plásticas.

$$s_c \text{ o } s_t = \frac{2}{\text{sen } \phi} \sqrt{\frac{M_{Nf}}{t_w \cdot \sigma_t}} \geq a$$

Para calcular M_{Nf} , momento del ala con el que a estos efectos se puede contar, hay que tener en cuenta la influencia del esfuerzo de compresión o tracción ($N_f = \sigma_f \cdot A_f$) que se transmite por el ala, utilizando la fórmula de interacción:

$$\frac{M_{Nf}}{M_{pl}} + \left(\frac{N_f}{N_{pl}} \right)^2 \leq 1$$

es decir:

$$M_{Nf} \leq M_{pl} \left[1 - \left(\frac{N_f}{N_{pl}} \right)^2 \right]$$

siendo:

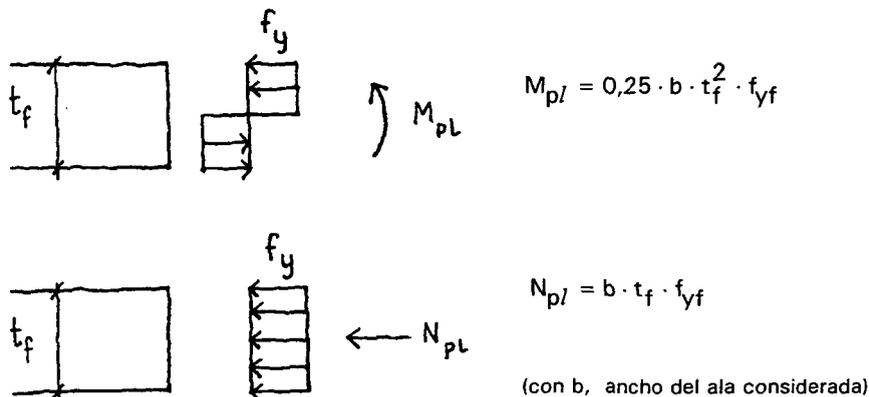


FIGURA 6.61

Como es lógico, si el ala está estrictamente dimensionada y, por tanto, está solicitada por un valor próximo a N_{pl} , los valores de s_c y s_t serán muy pequeños y contribuirán poco a la resistencia a cortante.

Además, si el espesor del ala es pequeño, al ser M_{pl} función de t_f^2 y N_{pl} solamente de t_f , también los valores de s_c y s_t son pequeños. Es lo que ocurre, en general, en las secciones en cajón en las que, por ello, y por tratarse

además de una geometría de sección muy alejada de la que ha servido de base para el modelo de cálculo experimentado, se suele hacer $s_c = s_t = 0$.

En estos casos, por tanto, el valor de g será:

$$g = d \cdot \cos \phi - a \operatorname{sen} \phi$$

y el modelo que representa el comportamiento post-crítico será simplemente:

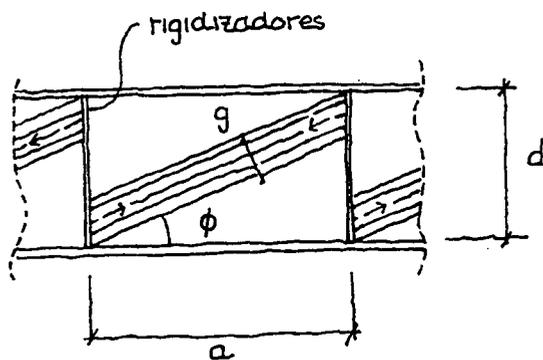


FIGURA 6.62

Como se ve en el esquema, la tracción genera compresiones en los rigidizadores transversales que deben estar dimensionados para que pueda quedar anclada a ellos la banda diagonal.

Para ϕ se puede tomar el valor aproximado:

$$\phi = \frac{2}{3} \operatorname{arctg} \frac{d}{a}$$

aunque se puede precisar más este valor, por tanteos sucesivos, imponiendo la condición de que V_t alcance un valor máximo.

En el caso de tableros de estructura mixta, se podría plantear la posibilidad de considerar la contribución del hormigón por plastificación de la losa asociada a la platabanda metálica a la que va conectada. En la actualidad no se dispone de experiencias para establecer un modelo de comportamiento suficientemente preciso y, por tanto, no se suele considerar este incremento posible de capacidad resistente.

Por otra parte, suele ser interesante utilizar modelos más simples para tener un orden de magnitud de la capacidad máxima a cortante de la sección y poder

controlar los resultados obtenidos con cálculos más precisos y complejos. Para ello se puede utilizar la expresión de la tensión tangencial última, τ_u , establecida por Dubas, con un modelo muy simplificado que, sin embargo, da resultados bastante aproximados:

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} \left[1 + \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}} - \frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}}} \right] \leq \tau_{yw}$$

o bien:
$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} \cdot \beta$$

Los valores que resultan para el rango de geometrías más habituales y para el acero S355 ($\tau_{yw} = 205 \text{ N/mm}^2$) son:

d/t _w	a/d	τ_{cr}	β	$\sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}}$	τ_u
60	2,00	280	-	> 205	205
	1,50	334	-	> 205	205
	1,00	490	-	> 205	205
80	2,00	157	1,11	179	199
	1,50	188	1,05	196	205
	1,00	275	-	> 205	205
100	2,00	100	1,21	143	173
	1,50	120	1,18	156	184
	1,00	176	1,07	190	203
120	2,00	70	1,24	120	149
	1,50	83	1,23	130	160
	1,00	122	1,17	158	185
140	2,00	51	1,25	102	127
	1,50	61	1,24	112	139
	1,00	90	1,22	136	166
160	2,00	39	1,25	89	111
	1,50	47	1,25	98	122
	1,00	69	1,24	119	147

Como se ve, los valores de β no exceden de 1,25, de manera que como orden de magnitud τ_u estará situado entre los dos valores siguientes:

$$\sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} < \tau_u < 1,25 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}}$$

lo que, como ya se ha dicho, puede ser útil recordar en la etapa de predimensionamiento de la estructura y para controlar los resultados de los cálculos más afinados, realizados según el modelo de Cardiff.

Para los paneles laterales, Dubas sugiere utilizar la expresión:

$$\tau_u = 0,9 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} \leq \tau_{yw}$$

En los paneles laterales, la aplicación del método de Cardiff y de otros modelos similares, presupone la existencia de rigidizadores transversales en los extremos con capacidad suficiente para anclar la componente longitudinal de la tracción generada por el mecanismo de la banda diagonal traccionada como componente esencial de la capacidad total a cortante. Lógicamente, el rigidizador vertical deberá tener capacidad para transmitir la componente vertical.

En el esquema siguiente se pone de manifiesto el mecanismo al que nos estamos refiriendo.

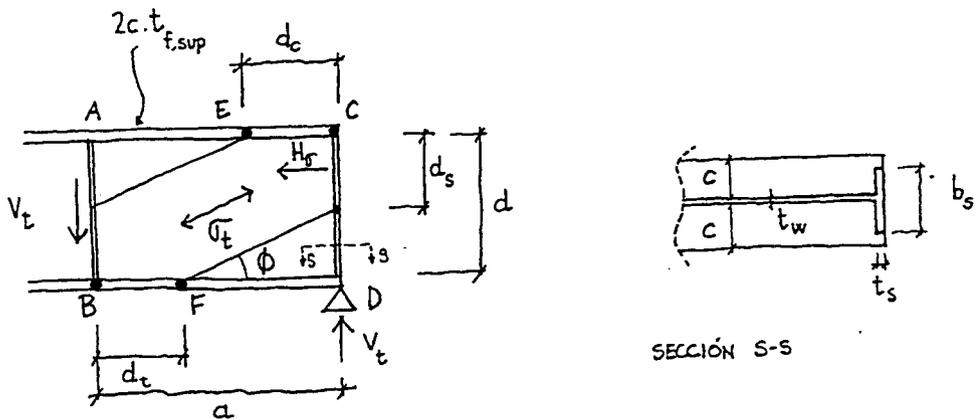


FIGURA 6.63

Si el rigidizador extremo no tiene capacidad para transmitir la fuerza H_{cr} , no será posible tener en cuenta el mecanismo de la banda tensa y el cortante último se calculará simplemente con la expresión:

$$V_{Rd} = V_{cr,d} = d \cdot t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a}$$

con: $\tau_t = \chi \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$

En este caso, se tomará:

$$\chi = 1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8) \geq 1 \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w \leq 1,20$$

$$\chi = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w > 1,20$$

como:
$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = \sqrt{\frac{\tau_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

en este último caso ($\bar{\lambda}_w > 1,20$), resulta el valor anteriormente expuesto:

$$\tau_t = 0,9 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}}$$

La comprobación del rigidizador simple en los paneles extremos, en coherencia con el modelo de cálculo empleado en la determinación del cortante último, responde al esquema de la figura:

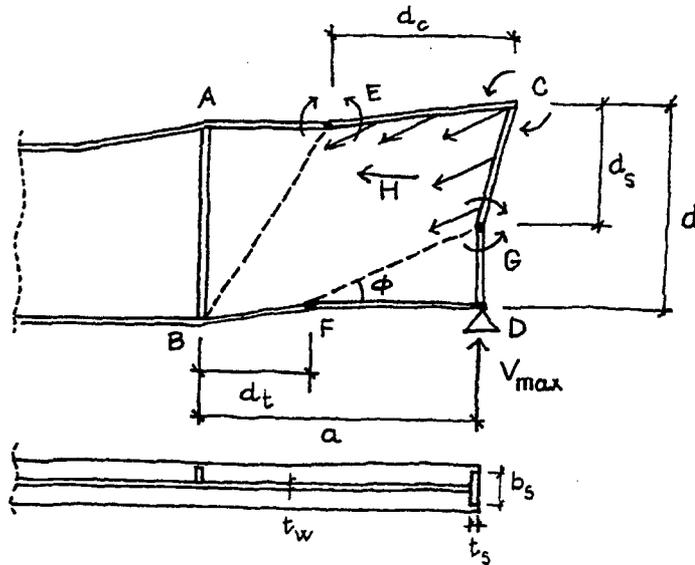


FIGURA 6.64

El valor de d_t que corresponde a la zona del panel interior se calcula como ya se ha visto anteriormente.

Por consideraciones geométricas, se deduce:

$$d_s = d - (a - d_t) \operatorname{tg} \phi$$

Para determinar la distancia d_c , se aplica el teorema de los trabajos virtuales igualando el trabajo de la resultante vertical de las tensiones σ_t con el generado por los momentos $M_{p_i}^E$ y $M_{p_i}^C$ al rotar.

$$\sigma_t \cdot t_w \cdot d_c \cdot \text{sen}^2 \phi \cdot \frac{d_c}{2} \alpha = (M_{pl}^E + M_{pl}^C) \cdot \alpha$$

luego:

$$d_c = \frac{1}{\text{sen} \phi} \sqrt{\frac{2(M_{pl}^E + M_{pl}^C)}{\sigma_t \cdot t_w}}$$

siendo:

M_{pl}^E momento plástico en el punto E

$$M_{pl}^E = M_{pl} \left[1 - \left(\frac{V_t \cdot \cos \phi}{N_{pl}} \right)^2 \right]$$

tomándose, a estos efectos:

$$V_t = g \cdot t_w \cdot \sigma_t$$

En el punto C, el momento plástico M_{pl}^C será el menor entre los correspondientes al ala de la sección metálica (solicitada por una compresión F_t) y el rigidizador, $M_{pl,s}$ (solicitado por la compresión N_s^C , componente vertical de la tracción generada por el efecto de la banda tesa).

$$M_{pl}^C = \min \left\{ \begin{array}{l} M_{pl} \left[1 - \left(\frac{F_t}{N_{pl}} \right)^2 \right] \quad \text{(capacidad del ala en C)} \\ M_{pl,s} \left[1 - \left(\frac{N_s^C}{M_{pl,s}} \right)^2 \right] \quad \text{(capacidad del rigidizador en C)} \end{array} \right.$$

con:

$$F_t = \sigma_t \cdot d_s \cdot t_w \cdot \cos^2 \phi \quad \text{(componente horizontal de tracciones en } d_s)$$

$$N_s^C = \sigma_t \cdot d_c \cdot t_w \cdot \text{sen}^2 \phi \quad \text{(componente vertical de tracciones en } d_c)$$

$$N_{pl} = f_y \cdot 2c \cdot t_f$$

$$N_{pl,s} = f_y \cdot b_s \cdot t_s$$

$$M_{pl,s} = f_y \cdot b_s \cdot \frac{t_s^2}{4}$$

Por otra parte, el rigidizador deberá tener dimensiones adecuadas para que se pueda transmitir el esfuerzo horizontal F_t resultante de fuerzas horizontales situadas a $d_s/2$.

Igualando trabajos de fuerza y de momentos, resulta:

$$F_t \cdot \frac{d_s}{2} \cdot \alpha = (M_{pl}^C + M_{pl}^G) \cdot \alpha$$

luego, la condición será que:

$$F_t \cdot \frac{d_s}{2} \leq M_{pl}^C + M_{pl}^G$$

siendo:

$$M_{pl}^G = M_{pl,s} \left[1 - \left(\frac{N_s^G}{N_{pl,s}} \right)^2 \right]$$

con:

$$N_s^G = V_{sd} - (b - d_s) \cdot \tau_{cr} \cdot t_w$$

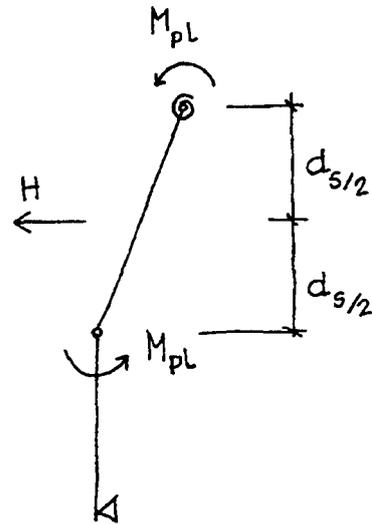


FIGURA 6.65

Lógicamente, V_{sd} coincide en este caso con la reacción de apoyo.

Estos modelos de comportamiento exigen, por otra parte, que las soldaduras de las almas con las alas y con los rigidizadores tengan también capacidad para transmitir las tensiones rasantes que se generan hasta el agotamiento de la sección. Por ello, en general, las soldaduras conviene dimensionarlas para que tengan análoga capacidad para transmitir esfuerzos de tracción que la chapa del alma, salvo que se hagan verificaciones específicas que justifiquen soldaduras menores. (El valor de $1,25 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}}$, como orden de magnitud de la tensión tangencial que debe transmitirse en el encuentro del ala con el alma, puede servir como referencia a este propósito.)

En los puentes, es frecuente que el rigidizador simple no sea suficiente y, además, las condiciones de transmisión de las reacciones de apoyo aconsejen disponer doble rigidizador, que se comprobará, en forma similar, teniendo en cuenta los esfuerzos generados en la etapa post-crítica.

En ambos casos, puesto que al rigidizador se le va a exigir un comportamiento plástico, hay que asegurarse que no se producen abollamientos localizados y que la relación vuelo-espesor del rigidizador plano (y las otras dimensiones en caso de disponer de otros tipos de rigidizadores) es inferior a la que corresponde a las secciones que se han denominado compactas.

Es también posible, en los extremos de puentes mixtos, prolongar verticalmente la losa de hormigón y conectarla con la estructura metálica, creando un rigidizador mixto.

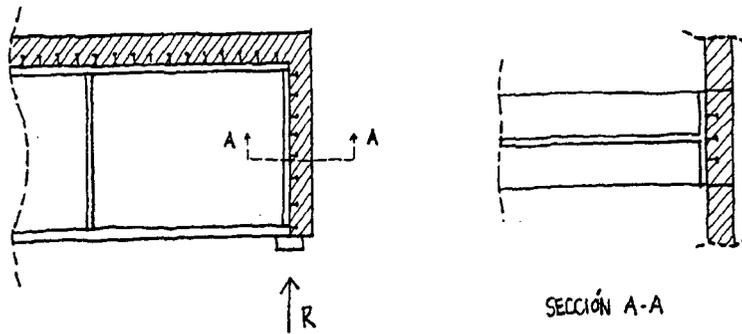


FIGURA 6.66

En este caso, se verifican las dimensiones de la estructura mixta para los mismos valores de esfuerzos establecidos anteriormente y para la capacidad del rigidizador mixto. Es esencial asegurar que los pernos de conexión sean capaces de transmitir la parte de los esfuerzos que deben ser absorbidos por el hormigón.

— Vigas con sólo rigidizadores transversales en apoyo

La ausencia de rigidizadores transversales intermedios impide que se genere el mecanismo de la banda tesa, al no tener la resultante de las tracciones diagonales posibilidades de anclaje en los inexistentes rigidizadores.

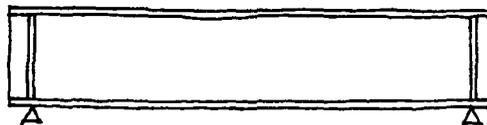


FIGURA 6.67

Por ello, en estos casos, poco frecuentes en la práctica de puentes, sólo se podría contar con la capacidad precrítica del alma para absorber esfuerzos cortantes:

$$V_{cr,d} = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \frac{d \cdot t_w}{\gamma_a}$$

siendo:

$$\chi = 1 - 0,8 (\bar{\lambda}_w - 0,8) \geq 1 \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{\tau_{yw}}{\tau_{cr}}} \leq 1,25$$

$$V_{cr,d} = \tau_{cr} \frac{d \cdot t_w}{\gamma_a} \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_w > 1,25$$

En estos casos, para la determinación de τ_{cr} se tomará $k_\tau = 5,34$.

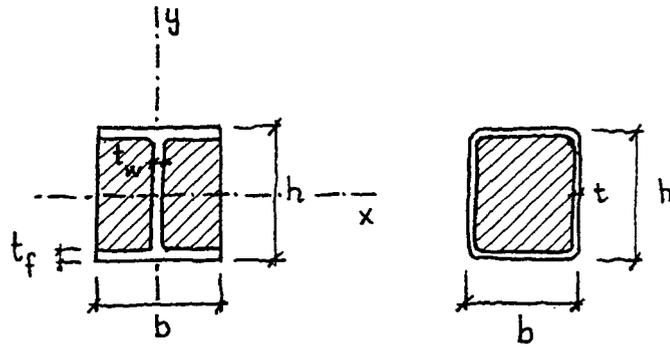
— Vigas embebidas y elementos tubulares rellenos de hormigón

En estos casos se considera que el contacto con el hormigón impide el abollamiento del alma metálica y, por tanto, se puede contar con toda su capacidad. No se considera, por el contrario y conservadoramente, contribución alguna del hormigón en la transmisión de cortantes. Tendremos, en consecuencia:

$$V_{Rd} = A_w \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_a}$$

siendo:

A_w área de las almas metálicas (esto es, de las chapas en la dirección del esfuerzo) en los dos casos siguientes:



- para Q_x $A_w = 2 b \cdot t_f$ $A_w = 2 b \cdot t$
- para Q_y $A_w = h \cdot t_w$ $A_w = 2 h \cdot t$

FIGURA 6.68

En el caso de secciones tubulares rellenas de hormigón, se puede tomar:

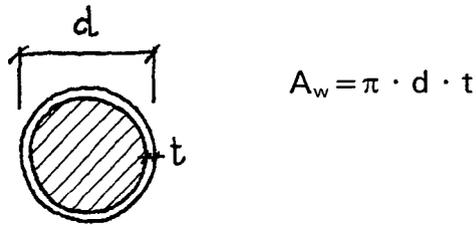


FIGURA 6.69

6.3.3.3 Esfuerzo de compresión último

6.3.3.3.1 En secciones y elementos metálicos

El esfuerzo de compresión último en una sección metálica se determina mediante la expresión:

$$N_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot f_y \cdot A_r \neq A_{net} \cdot f_y$$

en donde A_r es el área reducida de la sección, determinada de acuerdo con los criterios generales anteriormente establecidos.

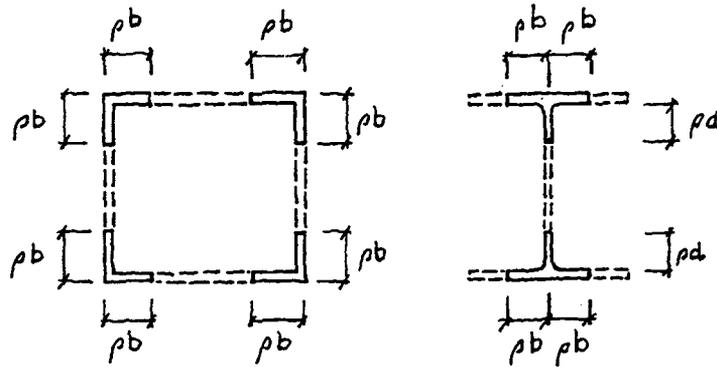


FIGURA 6.70

En las secciones compactas o moderadamente esbeltas, no habrá reducción y el valor A_r a incorporar en el cálculo será el de la sección completa, deducida el área de agujeros en caso de que se trate de un elemento con uniones atornilladas (A_{net}).

Si el elemento comprimido tiene una esbeltez reducida $\bar{\lambda} \leq 0,2$ y forma parte de una estructura (celosía, por ejemplo) que se analiza por el método elastoplástico, se puede determinar el diagrama N-ε con los procedimientos anteriormente descritos.

Cuando el elemento comprimido tiene una esbeltez relativa superior a 0,2, el esfuerzo máximo de compresión está afectado por la deformabilidad que va creciendo con la esbeltez. La expresión de N_{Rd} es, entonces:

$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} \cdot A_r \neq A_{net} \cdot f_y$$

en donde:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

siendo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \cdot A_r}{\sigma_E \cdot A}} \quad \text{esbeltez relativa}$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{tensión crítica de Euler}$$

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

L_p longitud de pandeo

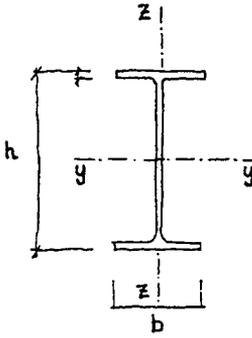
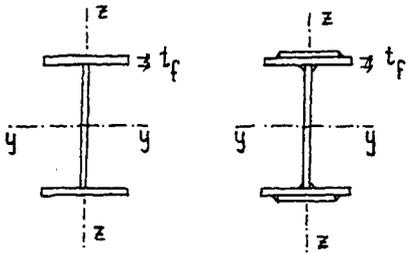
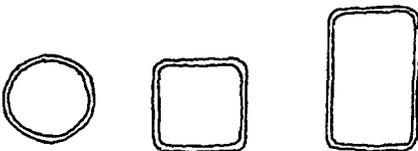
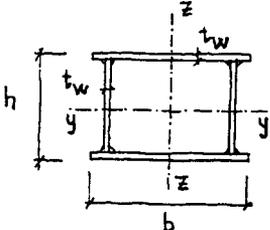
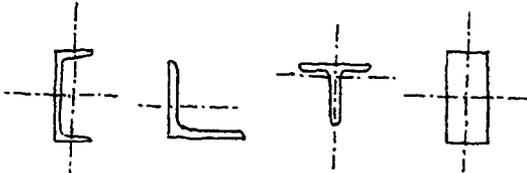
i radio de giro de la sección bruta

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

α factor de imperfección, que toma los siguientes valores:

Secciones tipo	A	B	C	D
α	0,21	0,34	0,49	0,76

TABLA 6.3.3 DEFINICIÓN DEL TIPO DE SECCIONES

Tipo de sección	Limitaciones geométricas	Pandeo respecto al eje	Factor de imperfección α
<p>PERFILES I LAMINADOS</p> 	<p>Para $h/b > 1,2$: $t_f \leq 40$ mm</p> <p>40 mm $< t_f \leq 100$ mm</p> <p>Para $h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm</p> <p>$t_f > 100$ mm</p>	<p>y - y z - z</p>	<p>A B</p> <p>B C</p> <p>B C</p> <p>D D</p>
<p>PERFILES I SOLDADOS</p> 	<p>$t_f \leq 40$ mm</p> <p>$t_f > 40$ mm</p>	<p>y - y z - z</p> <p>y - y z - z</p>	<p>B C</p> <p>C D</p>
<p>SECCIONES HUECAS</p> 	<p>Laminadas en caliente</p>	<p>Cualquiera</p>	<p>A</p>
<p>CAJONES SOLDADOS</p> 	<p>En todos los casos</p>	<p>y - y z - z</p>	<p>C C</p>
<p>[, L, T Y SECCIONES MACIZAS</p> 	<p>Cualquiera</p>	<p>C</p>	

La longitud de pandeo, en algunos casos característicos, es la siguiente:

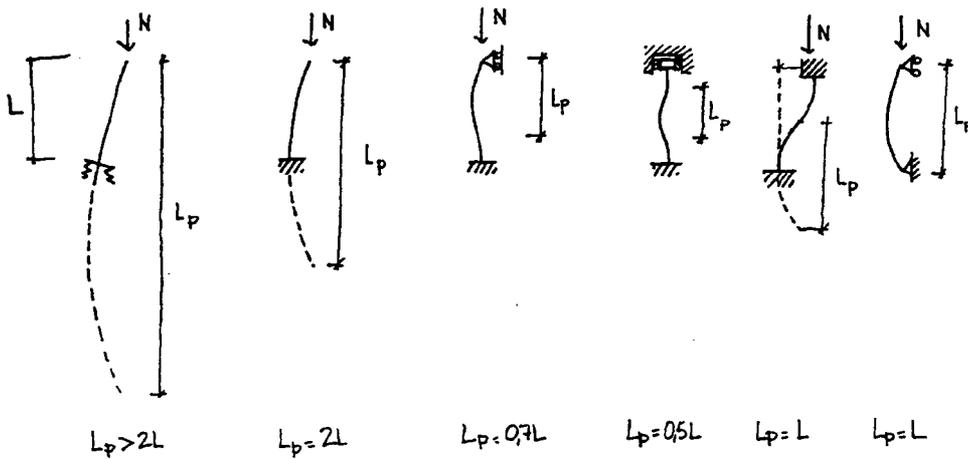


FIGURA 6.71

Los valores de χ en función de $\bar{\lambda}$, obtenidos a partir de las expresiones anteriores, son:

$\bar{\lambda}$	A [$\alpha=0,21$]	B [$\alpha=0,34$]	C [$\alpha=0,49$]	D [$\alpha=0,76$]
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766

6.3.3.3.2 En secciones y elementos mixtos

Se considera la suma de la capacidad de los tres componentes de la sección mixta: acero, hormigón y armaduras. Por ejemplo, en el caso de una sección circular de hormigón armado con perfil embebido, tendremos:

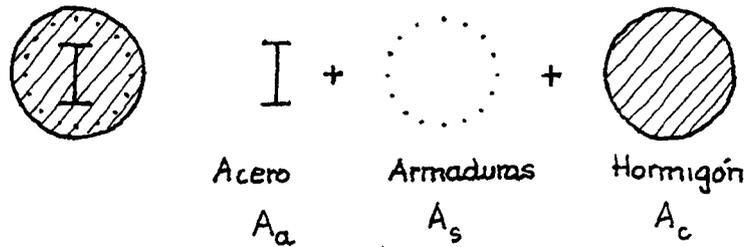


FIGURA 6.72

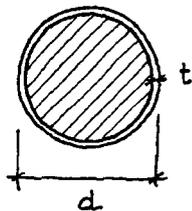
es decir:

$$N_{Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_c \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Para que pueda emplearse esta expresión, las armaduras deben cumplir las condiciones exigibles en la EHE. Como mínimo, aún cuando no se tenga en cuenta en el cálculo, en las secciones mixtas con superficies exteriores de hormigón habrá que disponer una armadura mínima:

- longitudinal ϕ 10 a 250 mm
- transversal ϕ 6 a 200 mm

En las secciones tubulares rellenas de hormigón no será necesario disponer armaduras. El efecto de zunchado que genera el confinamiento del hormigón por el tubo de acero permite, como mínimo, sustituir por 1 el coeficiente 0,85 de la parte de hormigón.



$$N_{Rd} = A_c \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

FIGURA 6.73

En este tipo de secciones (tubos metálicos rellenos de hormigón), se puede tomar en consideración el efecto favorable de confinamiento que permite aumentar la capacidad resistente del soporte compuesto, siempre que se cumplan las dos condiciones siguientes:

esbeltez $\bar{\lambda} \leq 0,5$

excentricidad $e = \frac{M_{\max, Sd}}{N_{Sd}} \leq 0,10 d$

siendo:

$M_{\max, Sd}$ máximo momento de cálculo de acuerdo con la teoría de primer orden

N_{Sd} valor de la compresión de cálculo

Entonces resulta:

$$N_{Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \eta_2 + A_c \cdot f_{cd} \left(1 + \eta_1 \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{cd}} \right) + A_s \cdot f_{sd}$$

siendo:

$$\eta_1 = \eta_{10} \left(1 - \frac{10e}{d} \right)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) \frac{10e}{d}$$

con:

$$\eta_{10} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \geq 0$$

$$\eta_{20} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \leq 1,0$$

Resultan los valores siguientes:

$\bar{\lambda}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	$\geq 0,5$
η_{10}	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,00
η_{20}	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

Si la esbeltez supera el valor $\bar{\lambda} = 0,5$:

$$\eta_1 = 0$$

$$\eta_2 = 1$$

— Esfuerzo de compresión último de una pieza mixta

La capacidad resistente a compresión de un soporte mixto se puede determinar siguiendo el método del coeficiente χ adaptado del utilizado en los soportes puramente metálicos.

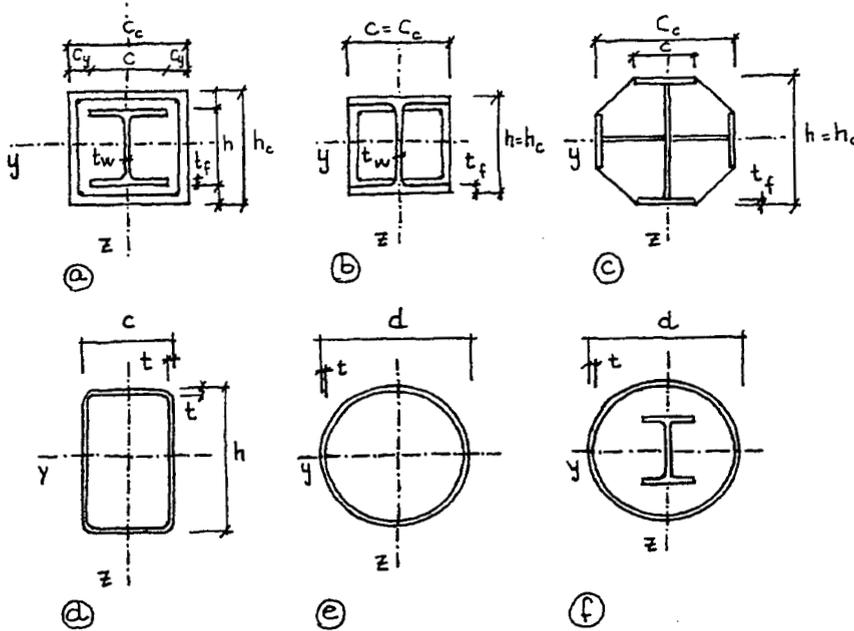


FIGURA 6.74

Para la aplicación del método se tienen que cumplir determinadas condiciones:

- piezas de sección constante y con simple o doble simetría, siempre que se cumpla la condición:

$$\frac{1}{2}h - z_g \leq \frac{h}{10}$$

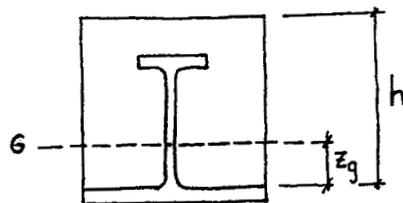


FIGURA 6.75

- $\bar{\lambda}_p \leq 20$

- Contribución del perfil metálico: $0,20 N_{Rd} < A_a \frac{f_y}{\gamma_a} < 0,90 N_{Rd}$

- Armaduras longitudinales: $\frac{0,3}{100} A_c < A_s < \frac{4}{100} A_c$

Por otra parte, conviene volver a recordar las condiciones de esbeltez exigibles a la parte metálica de los soportes compuestos, para asegurar que no se producen abollamientos locales.

- En tubos circulares rellenos de hormigón (figura. 6.74 e/f) $\frac{d}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y}$

- En secciones huecas rectangulares de hormigón (figura. 6.74 d) $\frac{h}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

- En perfiles I parcialmente recubiertos (figura. 6.74 b/c) $\frac{b}{t_f} \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

lo que, para los aceros habitualmente recogidos en las Recomendaciones, conduce a los límites siguientes:

Tipo de acero	S235	S275	S355	S460
Tubos circulares rellenos de hormigón	90	77	60	46
Secciones huecas rectangulares rellenas de hormigón	52	48	42	37
Secciones en I parcialmente recubiertas	44	41	36	31

En algunas publicaciones japonesas se considera que, en el caso de chapas de acero en contacto con el hormigón, la esbeltez puede ser, a este respecto, la de la chapa desnuda multiplicada por 1,5 y, en el caso de las almas de perfiles I envueltos en hormigón, dos veces la esbeltez de la chapa aislada, con lo que se logra evitar el riesgo de abollamientos locales.

Si se cumplen las condiciones anteriormente enunciadas, se puede determinar $N_{p,Rd}$ mediante la expresión:

$$N_{p,Rd} = \chi \cdot N_{Rd}$$

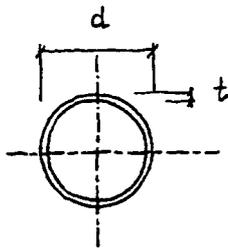
siendo:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \geq 1$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

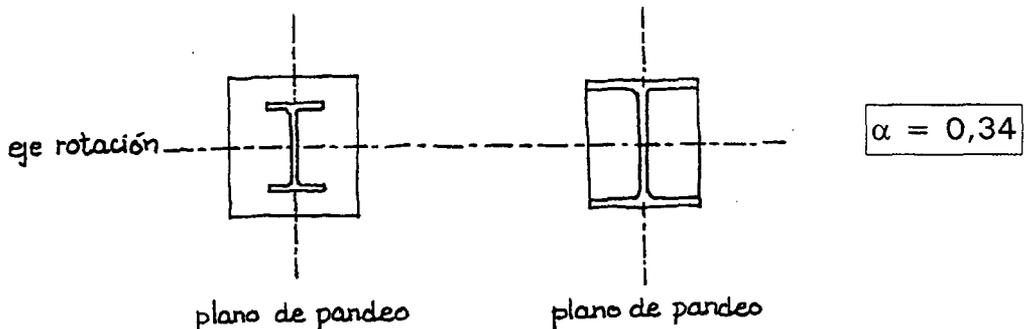
Para α se tomarán los valores siguientes:

a) Perfiles huecos rellenos de hormigón.



$$\alpha = 0,21$$

b) Perfiles total o parcialmente embebidos en hormigón, flectando con respecto al eje de mayor inercia del perfil metálico.



c) Caso anterior siendo el plano potencial de pandeo el perpendicular al anterior:

$$\alpha = 0,49$$

Los valores de χ para diferentes valores de $\bar{\lambda}$ son los del cuadro presentado al final del apartado 6.3.3.3.1.

El valor de la esbeltez relativa se determina mediante la expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}}$$

siendo:

$N_{pl,Rd}$ el valor que resulta de aplicar las expresiones de N_{Rd} anteriormente expuestas con $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$

N_{cr} carga crítica de pandeo de Euler

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L_p^2}$$

Para la rigidez efectiva $(EI)_e$, se puede tomar la suma de la rigidez de la parte metálica, de las armaduras y el 80% de la correspondiente al hormigón.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

con:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,35}$$

Los valores del módulo secante son:

f_{ck} [N/mm ²]	25	30	35	40	45	50
E_{cm} [N/mm ²]	30,5	32	33,5	35	36	37

La influencia de la fluencia y de la retracción se puede tener en cuenta sustituyendo el valor de E_{cd} por E_c :

$$E_c = E_d \left(1 - 0,5 \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)$$

con:

N_{Sd} esfuerzo de compresión de cálculo

$N_{G,Sd}$ la parte que actúa permanentemente

No hace falta considerar la influencia de la retracción y de la fluencia si la esbeltez relativa es inferior a los valores dados en el cuadro siguiente:

	Sistemas no desplazables transversalmente	sistemas desplazables transversalmente
Secciones embebidas de hormigón	0,8	0,5
Secciones rellenas de hormigón	0,8/1- δ	0,5/1- δ

con $\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$, que es la contribución del acero estructural a la resistencia plástica de la sección.

6.3.3.4 Esfuerzo de tracción último

6.3.3.4.1 En secciones metálicas

La capacidad resistente de una sección solicitada exclusivamente por un esfuerzo de tracción será el menor de los valores obtenidos de las dos expresiones siguientes:

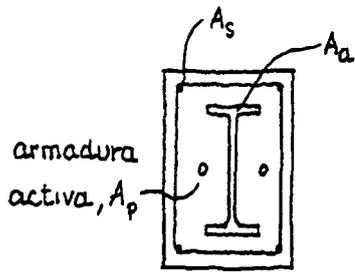
- $N_{Rd} = A_{bruta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$
- $N_{Rd} = A_{neta} \cdot \frac{0,8 f_u}{\gamma_M}$

siendo:

A_{neta} área determinada para la sección potencial de rotura más desfavorable, que se obtiene deduciendo del área bruta los agujeros para paso de tornillos u otros propósitos.

6.3.3.4.2 En secciones mixtas

Se determina (despreciando la contribución del hormigón en tracción) como suma de las capacidades individualizadas del acero estructural y de la armadura pasiva y pretensada dispuesta en la sección.



$$T_{Rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + A_p \frac{f_{pk}}{\gamma_s}$$

FIGURA 6.76

La capacidad de un tirante suele venir condicionada por la forma en que se asegura la difusión de las tracciones en la zona de anclajes. Por ello, hay que prestar especial atención a la concepción y verificación de los nudos extremos del tirante.

6.3.3.5 Momento torsor último

El momento torsor de una sección metálica en cajón constituido por una única célula genera un flujo constante de tensiones tangenciales τ_t , que debe equilibrar el momento torsor aplicado.

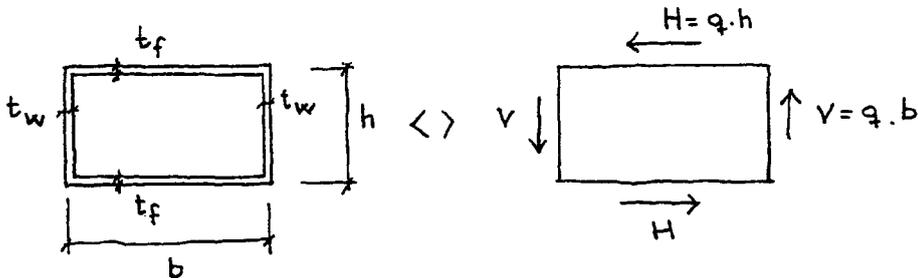


FIGURA 6.77

Se debe cumplir:

$$V \cdot b + H \cdot h = T$$

como:

$$q = \tau_v \cdot t_w = \tau_h \cdot t_f$$

tendremos:

$$V = \tau_v \cdot h \cdot t_w = q \cdot h$$

$$H = \tau_h \cdot b \cdot t_f = q \cdot b$$

Por tanto:

$$q = \frac{T}{2b \cdot h} = \frac{T}{2A_{\phi}}$$

que es la conocida expresión que relaciona el flujo de tensiones, q , en una sección en cajón, con el torsor T que las genera y con A_{ϕ} , área encerrada en la línea media de las paredes que configuran el cajón.

Cuando el cajón está constituido por paredes con espesores diferentes, su capacidad torsional máxima vendrá limitada por la capacidad para transmitir flujos tensionales (y, por tanto, esfuerzos cortantes) de la pared con menor capacidad.

Identificando la pared más débil, es decir, con menor capacidad para transmitir el flujo de tensiones (esfuerzo cortante por unidad de longitud), tendremos:

$$T_{Rd} = 2A_{\phi} \cdot q_{\min} = 2A_{\phi} \left(\frac{V_{Rd,i}}{h_i} \right)_{\min} \quad \text{ó} \quad A_{\phi} \left(\frac{V_{Rd,i}}{b_i} \right)_{\min}$$

El valor de $V_{Rd,i}$ se determinará en las paredes metálicas, de acuerdo con los métodos de cálculo del esfuerzo cortante resistente ya expuesto para los paneles rigidizados transversalmente (completados para el caso de las chapas rigidizadas longitudinalmente).

En el caso de la losa de hormigón, en puentes mixtos, su capacidad se determinará según lo establecido en la EHE. Para determinar el valor del flujo de tensiones V_{Rd}/b , se tomará el menor de los dos valores siguientes:

$$\frac{f_{sk} \cdot A_T}{\gamma_s} \quad \frac{f_{sk} \cdot A_L}{\gamma_s \cdot b}$$

siendo:

- A_T armadura transversal por unidad de longitud
- A_L armadura longitudinal en el ancho entre las dos almas extremas
- f_{sk} límite elástico del acero

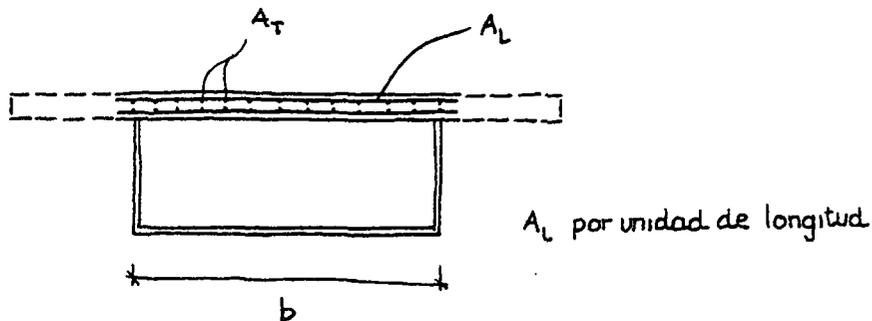


FIGURA 6.78

6.3.4 Cálculo de la resistencia de secciones con rigidizadores longitudinales

La presencia de rigidizadores longitudinales suele manifestar la envergadura o esbeltez de la estructura que se está analizando, hace más complejo el análisis del comportamiento de las secciones y justifica la existencia en las Recomendaciones de un conjunto de apartados que tratan la cuestión. En ellos, se han individualizado el análisis sobre las secciones en I con rigidizadores longitudinales y las secciones cerradas en cajón, que plantean el problema del comportamiento de la chapa comprimida con rigidizadores longitudinales, cuya capacidad resistente condiciona la capacidad global de la sección.

6.3.4.1 Secciones en I con rigidizadores longitudinales en el alma

— Momento flector último

La clasificación de secciones en compactas, moderadamente esbeltas y esbeltas se realizará sin tener en cuenta los rigidizadores longitudinales. Según el tipo de sección que resulte, los límites para el plano de deformaciones con el que se determina el momento flector último serán los siguientes:

- sección compacta: ϵ_c y ϵ_t sin límite
- sección moderadamente esbelta: $\epsilon_c \leq \epsilon_y$
 $\epsilon_t \leq 4 \epsilon_y$

Las secciones esbeltas tendrán las mismas limitaciones deformacionales que las moderadamente esbeltas pero, además, la sección de cálculo será una sección reducida que se determina, en el caso del alma, para cada subpanel total o

parcialmente comprimido, siguiendo los modelos de cálculo que ya se han visto anteriormente.

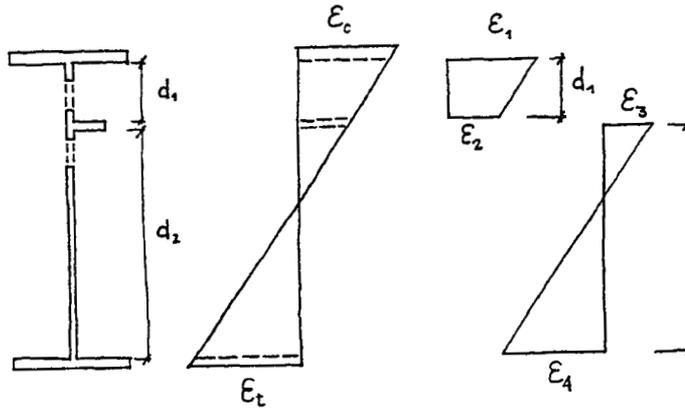


FIGURA 6.79

A partir de las deformaciones en los bordes del subpanel comprendido entre ala y rigidizador o entre rigidizadores, se determina el valor $b_r = \rho \cdot b_i$ y se establecen los valores b_{r1} y b_{r2} , que formarán parte de la sección reducida. Para determinar la esbeltez relativa como paso previo al cálculo de ρ , se utilizará el valor de la deformación máxima del subpanel que se está considerando:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\epsilon_{i,max}}{\epsilon_{cr}}}$$

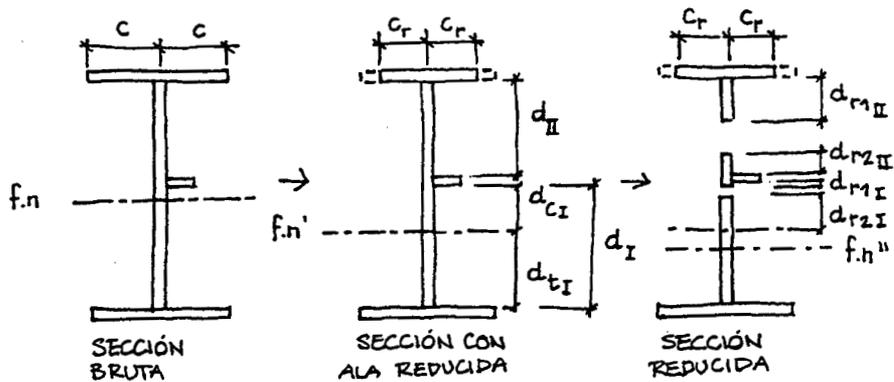


FIGURA 6.80

Si se utiliza el método elasto-plástico, los límites de las deformaciones se tomarán como en el caso de las secciones sin rigidizadores longitudinales:

$$\varepsilon_c \leq 1,2 \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_t \leq 4 \varepsilon_y$$

— Esfuerzo cortante último

La expresión general de cálculo, similar a la que se aplica a las almas sin rigidizadores longitudinales, es:

$$V_{Rd} = (V_{cr,d} + V_{td}) \leq d \cdot t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}} \frac{1}{\gamma_a}$$

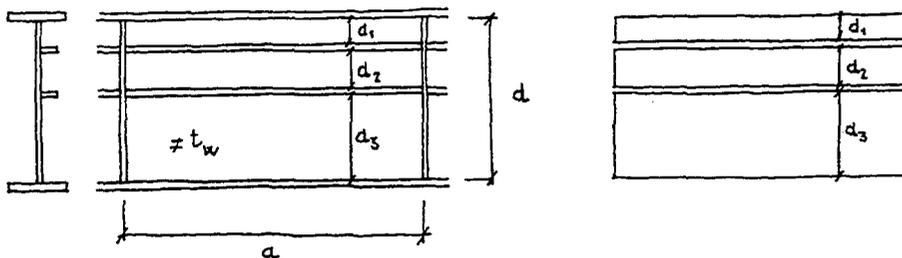


FIGURA 6.81

Siendo:

$$V_{cr,d} = d \cdot t_w \frac{\tau_{l,min}}{\gamma_a}$$

El valor de $\tau_{l,min}$ será el menor de los que correspondan a los diferentes subpaneles considerados individualmente. Será, por tanto, el del subpanel con mayor altura (d_3 , en el caso del gráfico).

El esquema del campo diagonal en este modelo se considera el mismo que tendría el panel sin rigidizadores longitudinales:

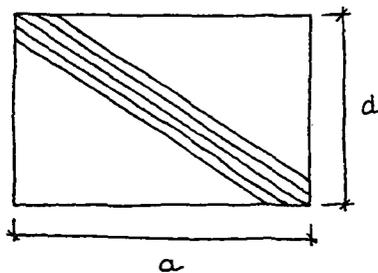


FIGURA 6.82

Es un modelo que reproduce razonablemente bien los resultados experimentales para el comportamiento de un alma con un rigidizador longitudinal y es sencillo de calcular. Existen otros modelos que, en otros casos, se ajustan mejor al comportamiento de placas experimentadas.

6.3.4.2 Secciones en cajón con rigidizadores longitudinales

— Momento flector último

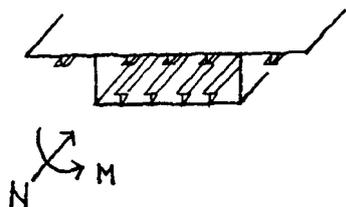


FIGURA 6.83

El comportamiento de una sección en cajón, como la dibujada, solicitada por un momento que comprime la chapa inferior, rigidizada longitudinalmente, depende en gran medida del comportamiento de dicha chapa rigidizada y la determinación del momento flector último, que puede asignarse a la sección, depende de su

capacidad para resistir los esfuerzos de compresión que se van generando durante el proceso de flexión.

De hecho, el comportamiento de la sección será la suma del comportamiento del ala a tracción, del alma parcialmente comprimida y del ala rigidizada comprimida. Los tres elementos responden de una manera diferente: el *ala traccionada* tendrá una respuesta muy dúctil con un desarrollado escalón de fluencia; el *ala comprimida* tendrá un comportamiento más frágil y alcanzada su carga máxima se producirá, si se continua incrementando la deformación, un descenso significativamente brusco en su capacidad resistente. El alma en flexión tendrá un comportamiento intermedio.

Los esquemas del comportamiento de estos tres elementos, suponiéndolos aislados y representados por el diagrama $N_R - \varepsilon$ para las alas y $M_R - \chi$ para el alma, serán los de la figura 6.84.

Dados unos valores determinados ε_c y ε_t de las deformaciones unitarias en los bordes de la sección que define el plano de deformaciones, tendremos en los diagramas anteriores los valores correspondientes de N_{Rc} , N_{Rt} , N_{Rw} y M_{Rw} , respuesta estructural de las alas a compresión, a tracción y flectadas, cuya resultante debe equilibrar la sollicitación, que en general será N_s y M_s (figura 6.85).

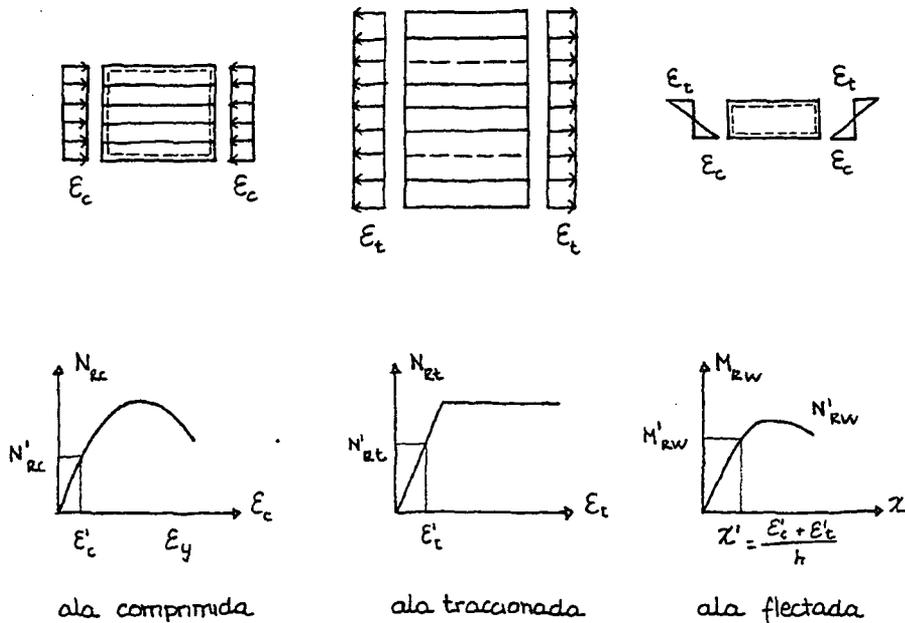
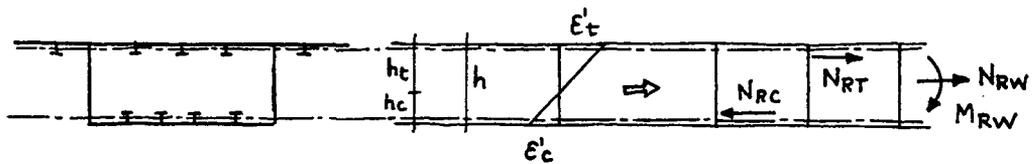


FIGURA 6.84



$$N_{RC} + N_{RT} + N_{RW} = N_s$$

$$M_{RW} = M_s$$

FIGURA 6.85

Como se ve, siendo conocida la respuesta de un ala traccionada y del alma a flexión, queda por estimar la respuesta de la chapa rigidizada longitudinalmente frente a esfuerzos de compresión en esta dirección.

Entre los diversos métodos que se han planteado para determinar dicha respuesta, el que figura en las Recomendaciones se basa en suponer que cada rigidizador, con un ancho de chapa de fondo asociado a él a cada lado de su eje, se comporta como un soporte comprimido apoyado (con los matices que luego se verán) en rigidizadores transversales o en diafragmas que, además de garantizar la práctica indeformabilidad de la sección en cajón, son al tiempo los apoyos de los rigidizadores longitudinales.

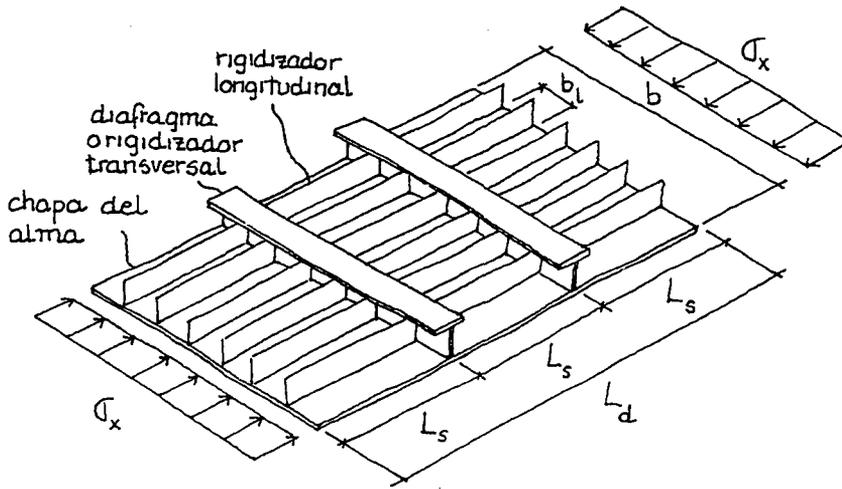


FIGURA 6.86

Además, la capacidad resistente se completa con la contribución de la chapa próxima a las alas.

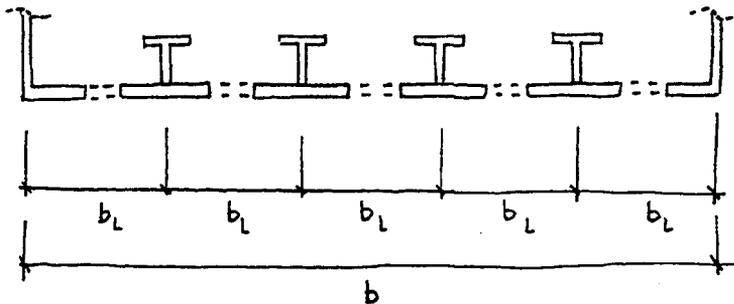


FIGURA 6.87

Para que sea de aplicación el método, hay que establecer una serie de condiciones mínimas que aparecen en diversos apartados de las Recomendaciones:

- *Esbeltez máxima de la chapa entre rigidizadores:*

$$\frac{b_l}{t_f} \leq 60$$

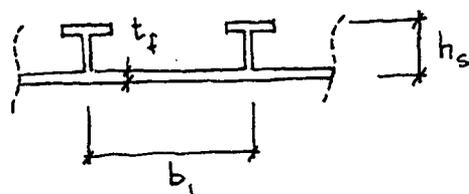


FIGURA 6.88a

- *Eslotez de los rigidizadores longitudinales:*

$$\frac{L_s}{h_s} \leq 25$$

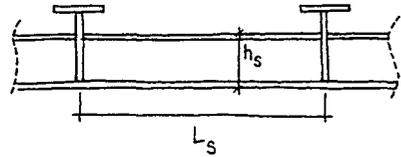


FIGURA 6.88b

siendo L_s la distancia entre diafragmas o rigidizadores transversales, si éstos se pueden considerar suficientemente rígidos según los criterios que se establecen al efecto.

- *Los rigidizadores planos comprimidos están desaconsejados:*

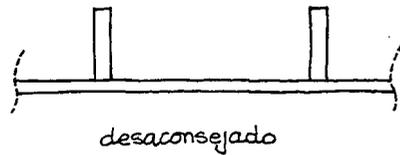


FIGURA 6.88c

- *La distancia entre diafragmas transversales, L_d , debe cumplir:*

$$L_d \leq 4 h$$

siendo h el canto de la sección.

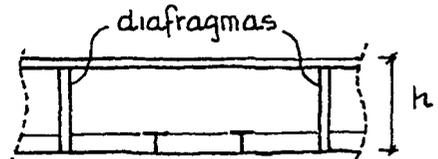


FIGURA 6.88d

El proceso de formación de la sección reducida del soporte equivalente en relación con los rigidizadores longitudinales y el ancho de la chapa de fondo asociada será el siguiente:

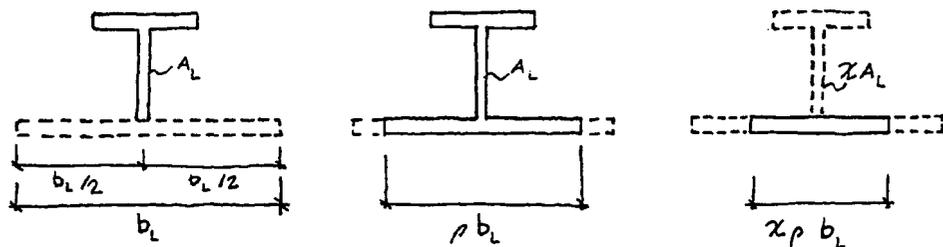
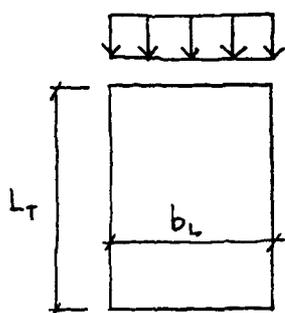


FIGURA 6.89

El coeficiente ρ para determinar la sección reducida de la chapa comprimida se determina según las expresiones del apartado 6.3.2.1 para la placa de ancho b_L apoyada en los rigidizadores longitudinales y en los transversales, separada la distancia L_p .



$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22) \frac{1}{\bar{\lambda}_p}$$

tomando para

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\chi \varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}}$$

con $\varepsilon_{cr} = 0,9 k_\sigma \left(\frac{t}{b}\right)^2$ ($k_\sigma = 4,0$)

FIGURA 6.90

El valor de χ es el coeficiente de pandeo del soporte constituido por el rigidizador y la chapa reducida, que se supone con una longitud de pandeo L_p igual a la distancia entre rigidizadores transversales si la inercia de éstos cumple la condición del apartado 6.5.5.

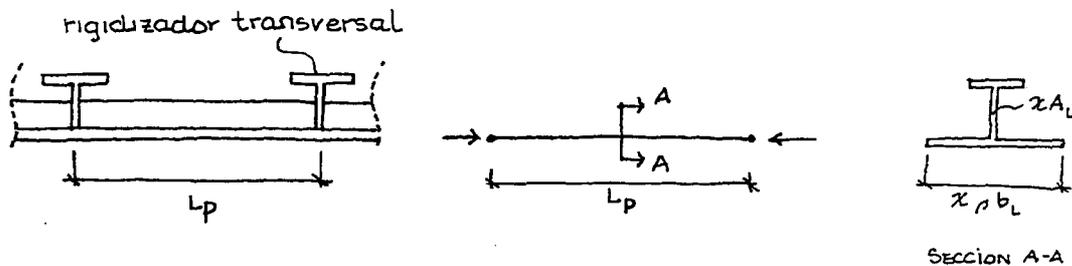
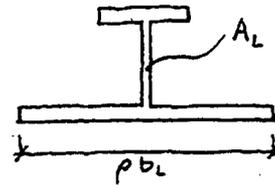


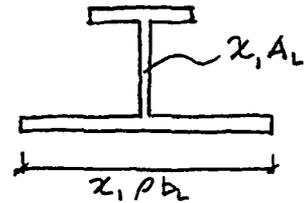
FIGURA 6.91

Como los valores de χ y de ρ están interrelacionados, la determinación de χ requiere un proceso iterativo que suele converger rápidamente. Se calcula en primer lugar el valor de ρ . A continuación se calcula un primer valor de χ para la sección constituida por el rigidizador con el área completa A_L y por un ancho de chapa ρL . En seguida se calcula un segundo valor $\chi_{2,}$ para la sección constituida por la chapa de ancho $\chi_1 \rho b_L$ y un rigidizador de área reducida $\chi_1 A_L$, y así sucesivamente hasta que la diferencia entre χ_i y χ_{i-1} sea inferior, por ejemplo, al 2%. El proceso será, por tanto:

1º) Determinar χ_1 para la sección representada.



2º) Determinar χ_2 para la sección reducida.



3º) Si $\chi_2 - \chi_1 / \chi_1 > 0,02$, determinar χ_3 para la sección, y así sucesivamente hasta alcanzar el valor de χ que cumple la condición anterior y se tomará por definitivo.

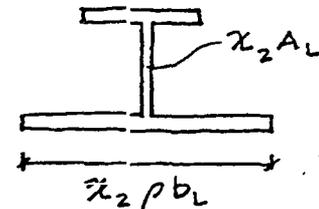


FIGURA 6.92

La parte de chapa de fondo unida a las almas no estará lógicamente afectada por el coeficiente de reducción χ , de manera que la sección reducida resultante será:

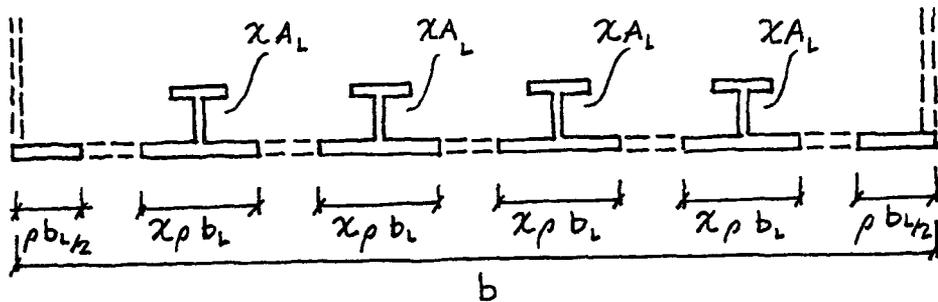


FIGURA 6.93

El área total reducida (t_f , espesor de la chapa de fondo y n , número de rigidizadores longitudinales) será:

$$\rho \cdot b_L \cdot t_f + n(\chi \cdot \rho \cdot b_L \cdot t_f + \chi \cdot A_L)$$

Este área es equivalente al de una chapa sin rigidizadores de espesor equivalente t_{eq} :

$$t_{eq} = \frac{\rho \cdot b_L \cdot t_f + n(\chi \cdot \rho \cdot b_L \cdot t_f + \chi \cdot A_L)}{b}$$

A esta sección equivalente, se aplicaría ahora el coeficiente de reducción ψ_{ult} por flexibilidad frente a rasante:

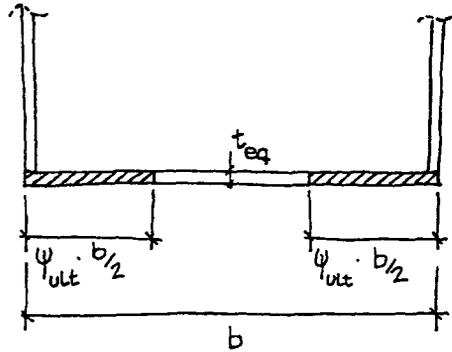


FIGURA 6.94

De manera que el axil último de cálculo de la placa rigidizada, N_{Rd} , será:

$$N_{Rd} = \psi_{ult} \cdot b \cdot t_{eq} \frac{f_y}{\gamma_a}$$

es decir:

$$N_{Rd} = \psi_{ult} \cdot \left[\rho \cdot b_L \cdot t_f + n \cdot \chi \cdot \rho \cdot b_L \cdot t_f + n \cdot \chi \cdot A_L \right] \frac{f_y}{\gamma_a}$$

que se puede poner, como en las Recomendaciones, en la forma:

$$N_{Rd} = \left[b_r \cdot t_f + n \cdot A_{L,r} \right] \frac{f_y}{\gamma_a}$$

siendo:

$$b_r = \psi_{ult} \cdot \rho \cdot b_L (n \cdot \chi + 1)$$

$$A_{L,r} = \psi_{ult} \cdot \chi \cdot A_L$$

Este método de cálculo se basa en la hipótesis de que el comportamiento de la chapa rigidizada se aproxima al de la suma de soportes constituidos cada uno por un rigidizador longitudinal y la chapa de fondo que se sitúa entre ellos.

Para la determinación de χ , se ha considerado el valor $\alpha = 0,49$ que corresponde a perfiles soldados.

Si se trata de un puente de canto variable y geometría curva de la chapa rigidizada, el valor de α se tomará como:

$$\alpha = 0,49 \left(1 + \frac{250e}{L_T} \right)$$

siendo:

- e flecha máxima del rigidizador longitudinal entre los rigidizadores longitudinales separados L_T , que se añade por tanto a la excentricidad equivalente al conjunto de imperfecciones, que es la base del cálculo de soportes comprimidos

Para justificar este valor, hay que recordar la expresión general para el soporte comprimido:

$$\frac{N}{A} + \frac{N}{1 - N/N_E} \frac{e_o}{W} = f_y$$

con el parámetro de imperfección:

$$\eta = e_o \frac{W}{A} = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2)$$

El valor de η se puede transformar en:

$$\eta = e_o \frac{A}{W} = e_o \frac{A}{I/v} = \frac{e_o \cdot v}{(I/A)} = \frac{e_o \cdot v}{i^2} = \frac{1}{l/e_o} [l/i] [v/i]$$

es decir (haciendo $\gamma = l/e_o$):

$$\eta = \frac{\lambda}{\gamma (i/v)}$$

Por tanto:

$$\eta = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) = \frac{\lambda}{\gamma (i/v)}$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{(\bar{\lambda} - 0,2) \gamma (i/v)}$$

Si el rigidizador es recto, a $\alpha = 0,49$ le corresponde un valor de $\gamma = L/e_o$ que, aproximadamente, a estos efectos se puede tomar $L/250$.

(Para confirmar este valor, podemos suponer que $\frac{\lambda}{\lambda - 0,2} \approx \frac{\lambda}{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \approx 75$ para un

acero S355 y que $i/v \approx 0,60$ luego $\gamma = \frac{L}{e_0} = 255 \approx 250$)

En el caso del rigidizador curvo, a la flecha equivalente habrá que sumar la debida a la curvatura, a lo que corresponderá un valor de la excentricidad de:

$$e + \frac{L}{250}$$

y, por lo tanto, de la relación: $\frac{\alpha}{0,49} = \frac{e + L/250}{L/250}$

resulta: $\alpha = 0,49 \left(1 + \frac{250e}{L} \right)$

que es la expresión que figura en las Recomendaciones.

En cualquier caso, como se ve, es muy sencillo determinar los valores más precisos en cada caso, lo que, por otra parte, es obligado cuando el valor de la curvatura es muy significativo.

En el texto de las Recomendaciones se facilita información para construir el diagrama representando la evolución del valor de la carga N_{Rd} que puede transmitir la placa rigidizada en función de su acortamiento unitario ϵ_c .

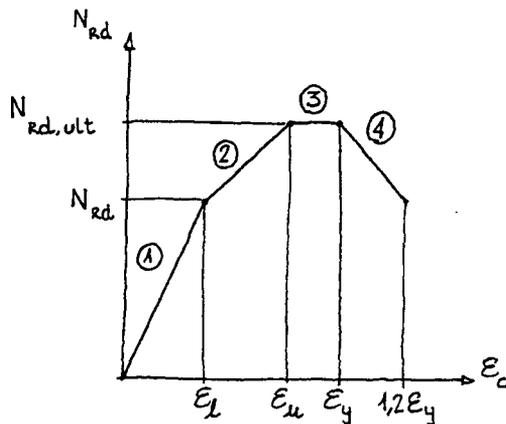


FIGURA 6.95

En el tramo ① del diagrama, se admite que la deformación es la que resulta de considerar la totalidad del área de la chapa y rigidizadores. La relación $N_R-\varepsilon$ será:

$$N_{Rd} = (b \cdot t_f + n \cdot A_L) \cdot E_a \cdot \varepsilon$$

n número de rigidizadores

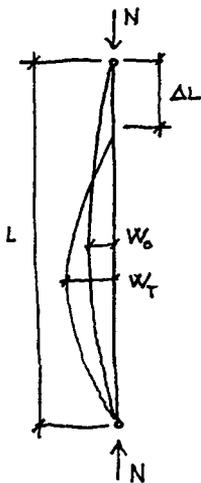
$$b = (n + 1)b_L$$

Se considera que se alcanza el límite de este tramo, para el menor valor de ε entre los dos siguientes:

- $\varepsilon_l = 0,45 \varepsilon_{cr} = 0,45 \cdot 0,9 \cdot 4,0 \left(\frac{t_f}{b_L}\right)^2 = 1,62 \left(\frac{t_f}{b_L}\right)^2$
- $\varepsilon_l = \frac{N_{Rd,ult}}{E_a(b \cdot t_f + n \cdot A_L)}$

Otro punto característico del diagrama será el que determine el alargamiento ε_u , para el que se alcanza el valor de la carga de agotamiento $N_{Rd,ult}$.

Para justificar este valor hay que recordar el comportamiento deformacional de un soporte comprimido.



El acortamiento unitario $\Delta L/L$ tiene dos componentes: el debido a la compresión del soporte y el debido a la combadura. Para calcular ésta última, seguiremos los siguientes pasos:

$$w_T = w_0 \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = w_0 \frac{1}{1 - \frac{\chi \cdot \varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}}}$$

siendo:

$\chi \varepsilon_y$ acortamiento longitudinal debido a la carga de pandeo

FIGURA 6.96

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot i^2}{L^2}$$

donde i es el radio de giro del elemento formado por el rigidizador y por la anchura reducida del subpanel, $\rho \cdot b_L$.

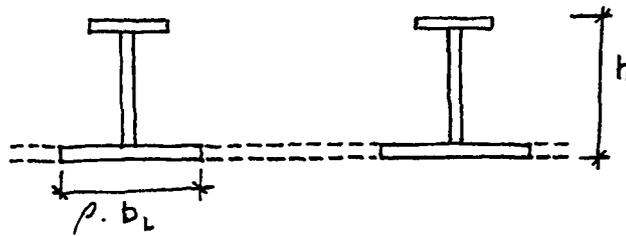


FIGURA 6.97

El valor del radio de giro i suele situarse en el entorno de $0,30h$ para los rigidizadores en T.

El acortamiento debido a la combadura es:

$$\varepsilon_{\text{comb}} = \frac{\pi^2}{4} \left(\frac{w_T - w_o}{L} \right)^2 = \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{w_o}{L} \left(\frac{1}{1 - \frac{\chi \cdot \varepsilon_y}{\varepsilon_{\text{cr}}}} - 1 \right) \right]^2$$

Tomando $w_o = L/500$, y teniendo en cuenta que el acortamiento $\chi \varepsilon_y$ se produce a nivel del centro de gravedad de la sección del soporte ficticio y que, en la chapa rigidizada, la deformación puede ser superior (se toma un valor intermedio entre ε_y y $\chi \varepsilon_y$), se tiene:

- $\varepsilon_{\text{comp}} = \frac{1 + \chi}{2} \varepsilon_y$
- $\varepsilon_u = \varepsilon_{\text{comp}} + \varepsilon_{\text{comb}} = \frac{1 + \chi}{2} \varepsilon_y + \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{1}{500} \left(\frac{1}{1 - \frac{\chi \cdot \varepsilon_y}{\varepsilon_{\text{cr}}} \frac{L_T^2}{i^2}} - 1 \right) \right]^2$

De esta manera, se obtienen las coordenadas que identifican el final del tramo ② del diagrama $[N_{\text{Rd,ult}} ; \varepsilon_u]$.

Entre el final del tramo ① $[N_{\text{Rd}} ; \varepsilon_1]$ y el del tramo ②, se efectúa una interpolación lineal.

Si continuamos aumentando la deformación del panel rigidizado se alcanzará el límite elástico del material y la deformación límite recomendada en compresión ($1,2 \varepsilon_y$), a costa de reducir el valor de la capacidad de carga del panel.

La expresión de la deformación unitaria se puede escribir, para este caso:

$$\frac{\Delta L}{L} \approx \varepsilon_u + \frac{\pi^2}{4} \left[\frac{w_{tot} - w_o}{L} \right]^2$$

de la que se deduce:

$$w_{tot} = \sqrt{\frac{\Delta L}{L} - \varepsilon_u} \frac{2L}{\pi} + w_o = L \left[\sqrt{\varepsilon - \varepsilon_u} \cdot \frac{2}{\pi} + \frac{1}{500} \right]$$

que expresa el comportamiento del soporte en los tramos ③ y ④, cuando ε es superior a ε_u .

En estas condiciones, los esfuerzos actuantes sobre el soporte ficticio serán N y $N \cdot w_{tot}$.

Admitiendo un diagrama de interacción lineal entre N y M , tendremos:

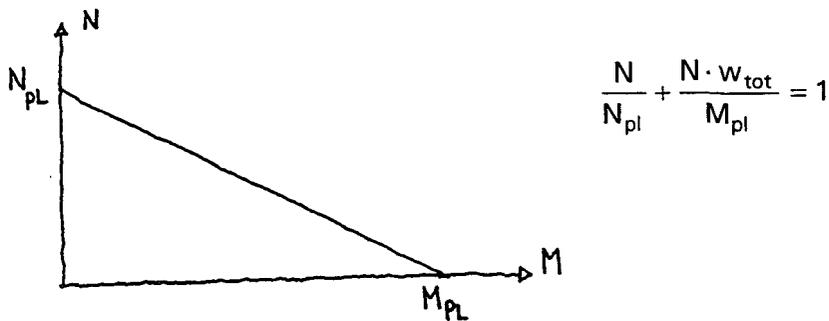


FIGURA 6.98

Siendo:

N_{pl} y M_{pl} capacidad última plástica en compresión y en flexión de la sección constituida por el rigidizador y un ancho de placa $p b_L$

Por tanto, la carga última que se puede alcanzar será:

$$N = \frac{N_{pl} \cdot M_{pl}}{M_{pl} + N_{pl} \cdot w_{tot}}$$

De otra manera, en lugar del coeficiente reductor χ deducido en condiciones elásticas, se puede utilizar un coeficiente reductor "plástico" de valor:

$$\chi_{pl} = \frac{N}{N_{pl}} = \frac{M_{pl}}{M_{pl} + N_{pl} \cdot w_{tot}}$$

Así, la expresión de N_{Rd} vista anteriormente se podrá aplicar para valores de ε comprendidos entre ε_u y $1,2 \varepsilon_y$, utilizando las expresiones siguientes:

$$N_{Rd} = (b_r \cdot t_f + n \cdot A_{L,r}) \frac{f_y}{A}$$

$$b_r = \psi_{ult} \cdot \rho \cdot b_L \left[n \left(\frac{M_{pl}}{M_{pl} + N_{pl} \cdot w_{tot}} \right) + 1 \right]$$

$$A_{L,r} = \psi_{ult} \cdot A_L \left[\frac{M_{pl}}{M_{pl} + N_{pl} \cdot w_{tot}} \right]$$

$$w_{tot} = L \left[\sqrt{\varepsilon - \varepsilon_u} \cdot \frac{2}{\pi} + \frac{1}{500} \right]$$

Una vez descrito el comportamiento de la chapa rigidizada comprimida y conocido el diagrama $N_R - \varepsilon$ que lo define, podemos determinar el momento resistente sin más que añadir la contribución del alma y del ala traccionada.

Para ello, el alma real se sustituirá por un alma reducida, calculada de forma análoga a la ya expuesta para la sección en \mathcal{I} con rigidizadores longitudinales.

Para completar la sección, se tomará una anchura eficaz del ala traccionada rigidizada longitudinalmente, de valor:

$$d_r = \psi_{ult} \cdot d$$

Dispondremos así de una sección transformada, cuya capacidad resistente será función de las deformaciones extremas ϵ_c y ϵ_t , que se deducirán estableciendo el equilibrio mecánico de dicha sección.

Prácticamente en todos los casos, este tipo de secciones en cajón rigidizadas longitudinalmente tendrán el carácter de esbeltas. Por tanto, la deformación del ala comprimida no deberá superar el valor ϵ_u que identifica la frontera entre los tramos ② y ③ del diagrama $N_R-\epsilon$, y al que corresponde una compresión igual o menor a $N_{R,ult}$.

En el ala traccionada, la deformación interior estará limitada a un valor máximo de $4 \epsilon_y$.

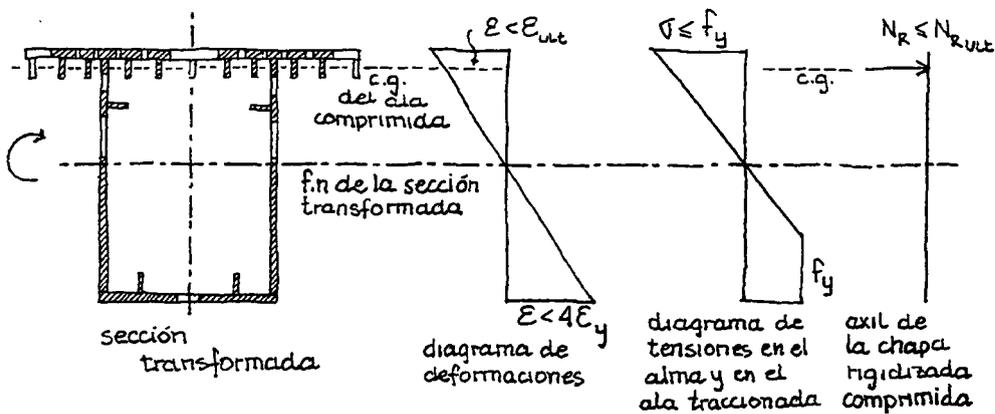


FIGURA 6.99

Utilizando el método elasto-plástico, la deformación del ala comprimida podrá superar el valor ϵ_u , sin llegar a superar $1,2 \epsilon_y$. El valor de N_R será función de ϵ (de acuerdo con el diagrama $N_R-\epsilon$ ya expuesto) y, por tanto, lo será también el valor del momento resistente M_{Rd} de la sección. También en este caso, la deformación de la fibra traccionada deberá mantenerse por debajo del límite $4 \epsilon_y$.

El método elasto-plástico nos permite establecer para cada sección el diagrama momento-curvatura, con su rama descendente, lo que servirá para realizar un análisis global elasto-plástico de la estructura.

— **Esfuerzo cortante último**

El esfuerzo cortante último de una sección en cajón rigidizada será la suma de los correspondientes a las almas del cajón.

La capacidad a cortante de cada una de las almas se determinará como en el caso de las secciones en I con almas rigidizadas longitudinalmente y será también la suma de la capacidad pre-crítica y post-crítica $V_R = V_{cr} + V_t$.

El valor de V_{cr} , como en aquel caso, se establece a partir de la tensión crítica, τ_{cr} , correspondiente al más esbelto de los subpaneles del alma (esto es, el de mayor altura).

En la definición de la capacidad post-crítica, dada la esbeltez de las alas, no se debe contar con su hipotética contribución por plastificación y, en consecuencia, en la expresión general de V_t se tomará $s_c = s_t = 0$.

6.3.5 Elementos estructurales con chapas rigidizadas y losa de hormigón colaborante

— *Losa con rigidizadores embebidos*

Un caso típico en el que se puede utilizar ventajosamente la colaboración del hormigón solidarizado con la chapa rigidizada comprimida es en zona de apoyos de tableros continuos, donde se requiere una capacidad en compresión elevada y superior a la capacidad resistente del ala en tracción, para evitar la rotura de la sección en compresión y asegurar así una adecuada ductilidad en estas zonas de apoyos, generalmente críticas. Estos objetivos se pueden lograr, también, incrementando la capacidad del conjunto de chapas y rigidizadores, aunque la eficiencia del hormigón en compresión suele manifestarse en estos casos con toda claridad.

El conjunto se convierte en una losa mixta comprimida, monosimétrica, cuyo análisis puede realizarse de acuerdo con los criterios empleados en el dimensionamiento de soportes compuestos.

En el texto de las Recomendaciones, hay una serie de exigencias mínimas en cuanto a la geometría de los rigidizadores. Son las mismas que se establecen para el caso de las chapas metálicas rigidizadas que no cuentan con la colaboración del hormigón. En tal sentido, las exigencias podrían ser menores. El objetivo que se persigue es el de evitar inestabilidades locales y, a este respecto, las dimensiones de alas y almas de los rigidizadores debían merecer la denominación de "secciones compactas". La coacción deformacional que produce el hormigón hace que, como orden de magnitud, se pueda evitar dicho

riesgo con esbelteces de alas y almas de los rigidizadores 1,5 veces inferiores a las exigibles a una sección metálica "compacta".

Hay que recordar, por otra parte, que durante el proceso de construcción la chapa rigidizada no cuenta con la colaboración del hormigón, y se comporta como una estructura metálica.

Por otra parte, el trabajo conjunto del hormigón y del acero requiere un análisis específico de la frontera entre las secciones hormigonada y sin hormigonar, para asegurar que se produce la transferencia de esfuerzos entre la chapa rigidizada de acero y el hormigón, y que las condiciones de adherencia entre ambos materiales son suficientes para evitar la colocación de pernos de conexión.

A estos efectos, se pueden considerar los siguientes valores para la adherencia:

- alas de los rigidizadores-hormigón 0,6 N/mm²
- almas de los rigidizadores-hormigón..... 0
- chapa rigidizada-hormigón..... 0,2 N/mm²

Para alcanzar estos valores (los mismos que se consideran para los soportes compuestos), el recubrimiento del hormigón por encima de las alas de los rigidizadores debe ser mayor o igual a 40 mm y se debe cuidar el armado de la losa que actuará en cierto modo como un soporte comprimido de hormigón. En el esquema representado, se dan indicaciones al respecto.

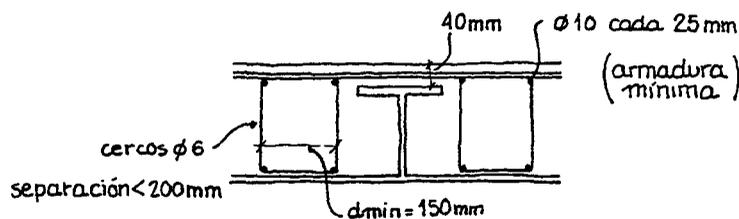


FIGURA 6.100

La armadura inferior no es imprescindible pero contribuye a la eficacia de los cercos, que evitarán el riesgo de pandeo de las barras comprimidas, situadas en la parte superior del hormigón.

La resistencia última a compresión del ala hormigonada será la suma de las capacidades de la parte metálica y de la parte de hormigón:

$$N_{Rd,ult} = \chi \cdot \psi_{ult} \left[\underbrace{(b \cdot t_f + n \cdot A_L) \frac{f_y}{\gamma_a}}_{\text{parte metálica}} + \underbrace{b \cdot h_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}_{\text{losa de hormigón}} \right]$$

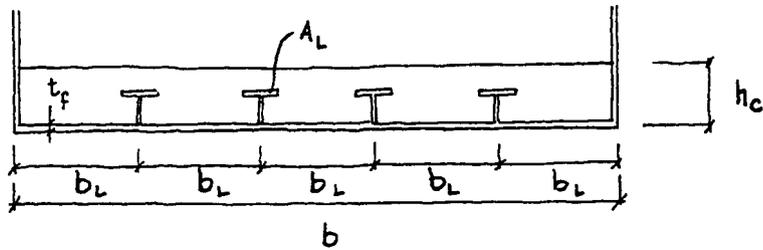


FIGURA 6.101

Si la relación b_L/t_w es 1,5 veces mayor que la necesaria para que la chapa tenga el carácter de compacta, se utilizará la expresión:

$$N_{Rd,ult} = \chi \cdot \psi_{ult} \left[(b_L \cdot t_f + n \cdot \rho \cdot b_L \cdot t_f + n \cdot A_L) \frac{f_y}{\gamma_a} + b \cdot h_c \cdot 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

A efectos de cálculo de ρ , se podrá considerar un espesor ficticio $t_{f, fict} = 1,5 t_f$.

No hará falta tomar en consideración las armaduras de la losa.

Hay que confirmar que los detalles previstos de prolongación de los rigidizadores longitudinales, a través de los rigidizadores o diafragmas transversales, aseguran la continuidad de esfuerzos en los nudos de conexión.

El valor del coeficiente de pandeo χ se determina con las expresiones habituales, tomando para α el valor de 0,76. Para su cálculo, se utiliza la sección siguiente:

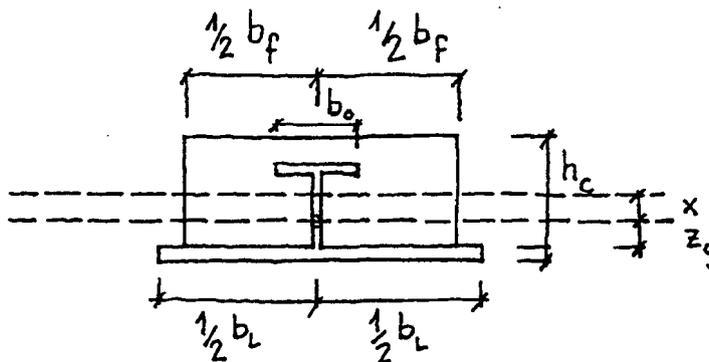


FIGURA 6.102

Para b_f se toma el menor valor entre los dos siguientes:

$$b_f = b_L$$

$$b_f = b_o + 0,2 L_T$$

Esta última expresión, que puede ser determinante, equivale a tomar un ancho eficaz de $L_T/10$, a cada lado del ala del rigidizador, siendo L_T la distancia entre diafragmas o rigidizadores transversales, para tener en cuenta el efecto de la flexibilidad frente a rasante, es decir, de la irregular difusión de tensiones normales en la anchura de la placa.

Hay que comprobar también que la distancia $x = 0,5 h_c - z_g$ (siendo z_g la distancia del centro de gravedad de la sección homogeneizada al borde de la chapa metálica) no excede de $d/10$.

Otras condiciones que se deben cumplir son las siguientes:

- La inercia de los rigidizadores transversales mixtos (incluyendo un ancho de chapa de fondo de $10 t_f$ a cada lado y un ancho igual de losa de hormigón), será igual o superior a la establecida en el apartado de rigidizadores para considerarlos como rígidos. En otro caso, la longitud de pandeo tendrá que ser mayor que L_T , distancia entre rigidizadores o diafragmas transversales.
- La deformación máxima, al nivel del centro de gravedad del soporte mixto equivalente, podrá ser del 2%, y en bordes podrá llegar a 3,5%, de acuerdo con los límites que se establecen, función de las características del hormigón, en el gráfico de pivotes del apartado 6.3.3.1.2 de las RPX-95.
- Si se trata de un ala curvada, el valor de α se mayorará para tener en cuenta el efecto de la excentricidad adicional e , debida a la curvatura en el centro de la distancia L_T entre dos rigidizadores longitudinales.

$$\alpha = 0,76 \left[1 + \frac{250e}{L_T} \right]$$

En general, con las dimensiones habituales de las chapas utilizadas, no hace falta tener en cuenta el efecto provocado por el peso del hormigón fresco sobre la chapa de fondo. El siguiente ejemplo, da un orden de magnitud de las reducidas tensiones de flexión que resultan en el espesor de la chapa:

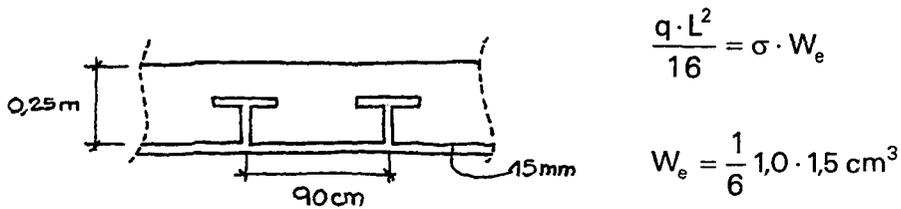


FIGURA 6.103

$$\frac{25 \text{ cm} \cdot 2,5 \cdot 10^{-2} \text{ N/cm}^3 \cdot 90^2 \text{ cm}^2}{16} = \sigma \frac{1}{6} 1,0 \cdot 1,5^2$$

luego:

$$\sigma = 843 \text{ N/cm}^2 \approx 2,5\% \text{ de } f_y \text{ (S355)}$$

— *Losa sobre chapa rigidizada*

En algunos casos, por ejemplo, en cajones de dimensiones reducidas con almas muy próximas, puede ser aconsejable cerrar el cajón superiormente, de manera que el hormigón fresco se coloque directamente sobre la chapa metálica de cierre, a la que -tras el fraguado- quedará unido solidariamente mediante los adecuados conectadores.

En otros casos, son las razones constructivas (ausencia de encofrados, posibilidad de construcción de la sección transversal por etapas, posibilidad de crear un camino de circulación que facilite el hormigonado del resto de la losa, etc.) las que justifican este tipo de solución, del que se muestran dos ejemplos característicos.

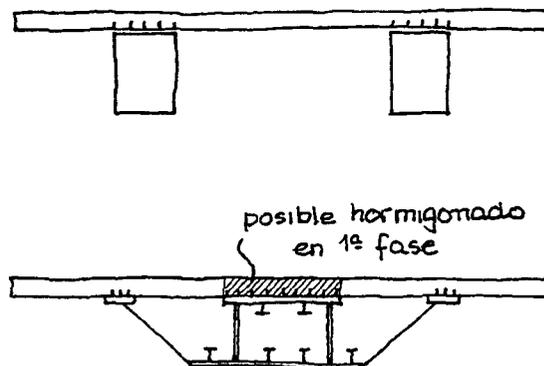
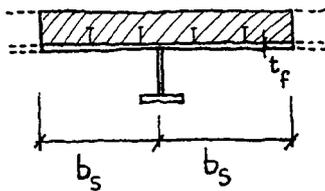


FIGURA 6.104

Una diferencia esencial entre la losa sobre chapa rigidizada y la losa con rigidizadores embebidos (de la que acabamos de tratar), que se suele disponer en el ala inferior del cajón en la zona de apoyos, es que este otro tipo de losa se dispone junto a la superficie de rodadura, generalmente a lo largo de todo el tablero y que, además de los efectos de la flexión general, debe transmitir los esfuerzos locales generados por el tráfico que discurrirá por el puente.

En general, habría que disponer de rigidizadores longitudinales cuando la esbeltez de la chapa entre rigidizadores (relación b_s/t_f) sea superior a 90.



Estos rigidizadores serán más eficientes si se disponen hacia el interior del cajón, de manera que la sección de cálculo sea la representada en la figura.

FIGURA 6.105

El número y distribución de pernos conectadores se aproximará al que corresponde a una distribución elástica de esfuerzos y tensiones, para lo que se tendrá en cuenta lo que se dice al respecto en el capítulo 7, dedicado a la conexión.

Habrà que disponer la armadura longitudinal y transversal necesaria para asegurar el control de la fisuración en E.L.S., siguiendo los criterios que se analizaron en el apartado correspondiente.

En cualquier caso, se recomienda disponer la armadura mínima siguiente:

- en la superficie en contacto con la chapa 1,5% de la sección de hormigón en cada dirección
- en la superficie exterior (en cada dirección)..... 3,0% en zonas en las que la losa está en compresión, debida a la flexión general
- 6,5% en zonas en las que la losa está en tracción, debido a la flexión general

Además, se recomiendan los valores mínimos siguientes:

- espesor de la chapa 10 mm
- espesor del hormigón 200 mm

Este último valor puede ser muy conservador pues, con frecuencia, espesores de 150 mm cumplen todas las condiciones que pueden ser exigibles desde la perspectiva de la durabilidad o del proceso de construcción y, estructuralmente, pueden justificarse disponiendo un adecuado armado y suficiente número de pernos de conexión.

6.3.6 Interacción de esfuerzos de una sección

El criterio de cálculo en que se basan las Recomendaciones persigue la *determinación independiente* de cada una de las capacidades resistentes de una sección metálica o mixta, para a continuación establecer los diagramas de interacción, en los que se identifica la frontera del dominio de seguridad en el que tiene que situarse el punto representativo de los esfuerzos combinados que solicitan a la sección considerada.

El proceso no es novedoso y no constituye sino otra forma de interpretar las expresiones que tradicionalmente se utilizan en las verificaciones estructurales. Así, por ejemplo, la tradicional fórmula de Von Mises para comprobar la seguridad de un estado de tensiones planas:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_y$$

se puede expresar también en la forma:

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_y/\sqrt{3}}\right)^2 \leq 1$$

o bien, como:

$$\left(\frac{N}{N_y}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_y}\right)^2 \leq 1$$

En las estructuras de hormigón armado, se utilizan también, aunque a veces solapadamente, fórmulas de interacción para comprobaciones de seguridad. La

aparente independencia, por ejemplo, de las comprobaciones del flector y del cortante en una sección de hormigón armado lleva implícito el efecto de interacción entre los dos esfuerzos al exigir que la ley de flectores se desplace un canto en la dirección más desfavorable: es la forma de tener en cuenta la influencia del cortante en la capacidad a flexión de la sección.

— **Diagrama de interacción momento-flector y esfuerzo cortante**

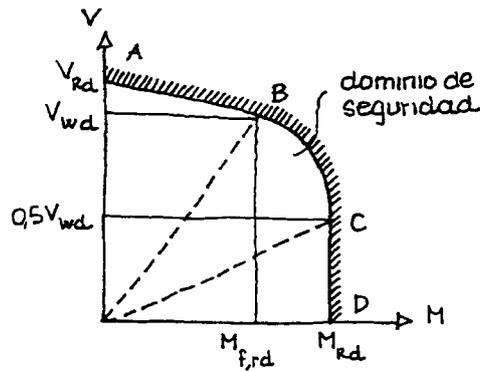


FIGURA 6.106

Los puntos característicos que definen el dominio de seguridad representado por el diagrama son cuatro:

- Punto A: Cuando $M = 0$, la capacidad de la sección resistente al esfuerzo cortante coincide con el valor máximo V_{Rd} .
- Punto B: Suponiendo que el momento flector es absorbido exclusivamente por las alas y que el cortante lo es sólo por el alma, resulta la pareja de valores V y M que identifican el punto B.

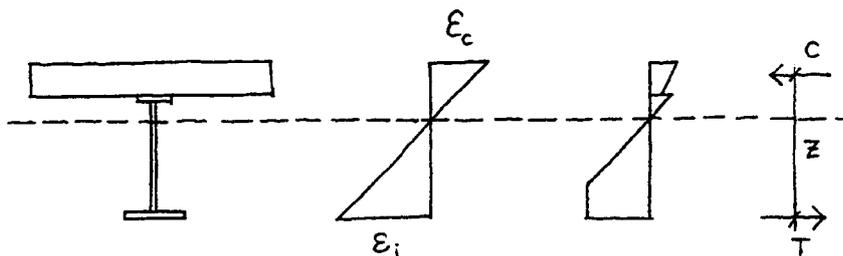


FIGURA 6.107

El valor de $M_{f,Rd}$ será, en este caso, el menor de los dos valores siguientes:

$$C \cdot z$$

$$T \cdot z$$

Dichos valores se habrán determinado para un plano de deformaciones compatible con los valores límite establecidos anteriormente y para una resultante de tensiones de compresión o tracción coherente con el modelo σ - ε utilizado para los materiales.

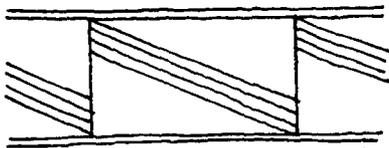


FIGURA 6.108

Para el valor de V_{wd} , al poder contar solamente con el alma, emplearemos las expresiones generadas pero haciendo $s_c = s_d = 0$, siendo la banda tesa que contribuye a la resistencia al cortante, la esquematizada en la figura 6.108.

- El punto C contempla el hecho, experimentalmente comprobado, de que cuando el esfuerzo cortante que solicita a una sección es igual o inferior al 50% de la capacidad que tiene el alma para transmitir esfuerzos cortantes no se ve afectada prácticamente la capacidad a flexión de la sección. Por tanto, dicho punto tendrá por coordenadas $0,5V_{wd}$ y M_{Rd} .
- El punto D, para el que $V=0$, tendrá por tanto la misma abcisa que el punto anterior: el momento resistente total M_{Rd} .

Entre los puntos así definidos, se establece el diagrama completo de interacción:

- trazando una recta que representa una interpolación lineal entre los puntos A y B
- trazando una curva de 2º grado, entre los puntos B y C, que se expresa mediante la ecuación:

$$M = M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{Sd}}{V_{wd}} - 1 \right)^2 \right]$$

- trazando una línea vertical, entre los puntos C y D, que pone de manifiesto que la capacidad a flexión de la sección no se ve afectada por el cortante.

En el caso de secciones en cajón en las que, como ya se ha dicho, no se recomienda considerar la potencial influencia de la plastificación de las almas en la determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes de la sección, los puntos A y B tendrán la misma ordenada, V_{wd} , capacidad a cortante del alma, y el diagrama tendrá el siguiente aspecto:

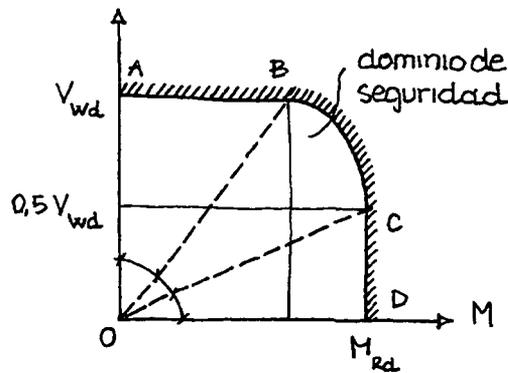


FIGURA 6.109

Por otra parte, se puede observar en estos diagramas de interacción que, cuando la línea en la que se sitúa la pareja de valores V/M -supuesto que crecen proporcionalmente- se sitúa en el sector angular OAB, el esfuerzo cortante será el esfuerzo determinante y la sección estará holgada en cuanto a su capacidad a flexión. Cuando la línea representativa de la evolución V/M se sitúa en el sector angular OCD, será entonces el flector el esfuerzo determinante y la sección estará sobredimensionada frente al cortante. Finalmente, cuando esté situada en el sector angular OBC, el agotamiento se producirá por una combinación de esfuerzo cortante y momento flector, sin que se haya alcanzado la capacidad resistente individualizada de ninguno de los dos tipos de esfuerzos.

— **Interacción momento flector-esfuerzo de compresión en sección metálica**

Para secciones que se puedan calificar de compactas, por cuanto su geometría lo permite, la condición general de interacción viene expresada mediante la condición:

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd}$$

Siendo $M_{N,Rd}$ el momento resistente plástico reducido para tener en cuenta la influencia del nivel de compresiones a que estará solicitada la sección. Es decir, que $M_{N,Rd}$ será una función de:

$$n = \frac{N_{x,Sd}}{Af_y/\gamma_a}$$

La relación citada depende de las características de la sección y de la posición del plano de flexión. En el Eurocódigo 3, se presenta la formulación de los numerosos casos que se pueden dar en la práctica.

Como ejemplo, reproducimos el caso de una sección en I, que flexa con relación a un eje perpendicular al alma y supuesto que no existe el riesgo de pandeo lateral.

Si $n < a$, la compresión no reduce la capacidad de flexión:

$$M_{N,Rd} = M_{pl} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Para a , se tomará el mínimo de los dos valores siguientes:

$$a \leq \begin{cases} 0,25 \\ \frac{A - 2b \cdot t_f}{2A} \end{cases}$$

Si $n > a$:

$$M_{N,Rd} = \left(\frac{1-n}{1-a} \right) \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

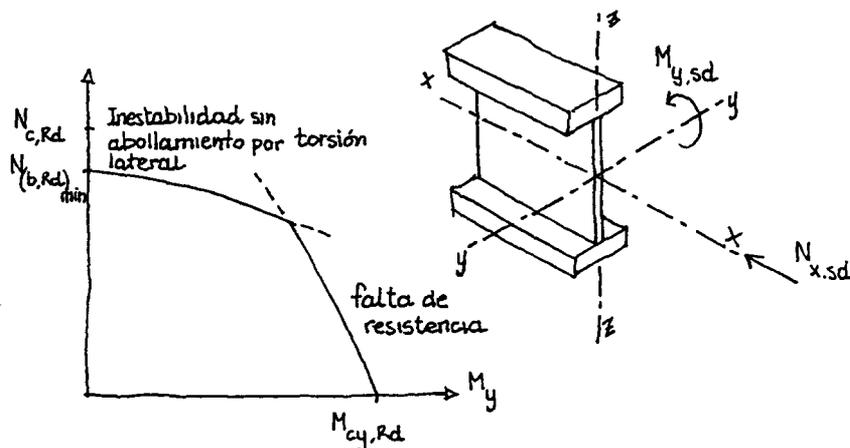


FIGURA 6.110

En el caso de secciones moderadamente esbeltas, la fórmula de interacción, será:

$$\frac{N_{x,Sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \leq 1$$

En el caso de secciones esbeltas, hay que utilizar la sección reducida y tener en cuenta el posible desplazamiento e_N del centro de gravedad entre la sección bruta y la sección reducida solicitada en compresión.

$$\frac{N_{x,Sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{x,Sd} \cdot e_{Ny}}{W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{x,Sd} \cdot e_{Nz}}{W_{el,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \leq 1$$

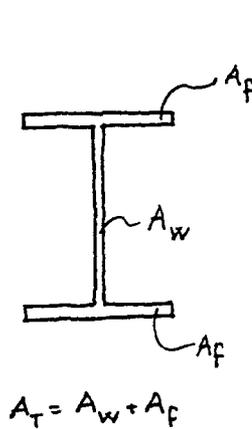
Según el método elasto-plástico, la utilización del diagrama de pivotes, junto con la adecuada modelización del comportamiento de los materiales, permite obtener el diagrama de interacción M-N, cualquiera que sea el tipo de sección.

— **Interacción de esfuerzo cortante - esfuerzo de compresión o tracción (V-N)**

Este caso sólo se puede presentar en la realidad (dado que la existencia de un esfuerzo cortante supone siempre la existencia de un momento flector variable) en las secciones de una viga flexo-comprimida, en las que la ley de momentos flectores se anula.

La definición de este diagrama de interacción nos va a permitir completar el diagrama N-V-M que nos define el dominio de seguridad estructural en el caso más general.

Para establecer el diagrama V-N se pueden distinguir dos casos:



a) $N_{Sd} \leq \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot 2 A_f$

o lo que es lo mismo: $N_{Sd} \leq N_{Rd} \left(1 - \frac{A_w}{A} \right)$

Las alas tienen capacidad para absorber la totalidad de la compresión y, por tanto, el esfuerzo cortante puede ser absorbido por el alma y por la contribución de las alas, según el modelo de Cardiff, si la compresión no ha agotado su capacidad. La condición de seguridad será:

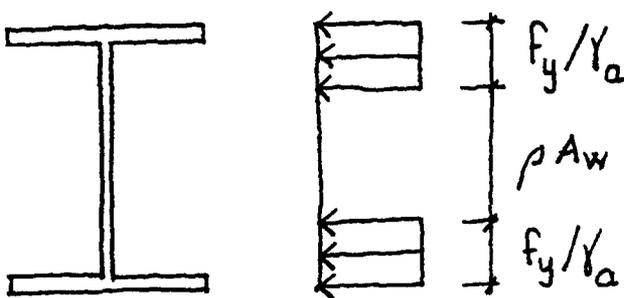
FIGURA 6.111

$V_{Sd} \leq V_{Rd}$ (capacidad máxima a cortante de la sección)

b) $N_{Sd} > \frac{f_y}{\gamma_a} 2 A_f$

o bien $N_{Sd} > N_{Rd} \left(1 - \frac{A_w}{A} \right)$

En esta situación, una parte del alma debe contribuir también a la resistencia de la sección a la compresión y solamente se podrá contar con una parte de ella, ρA_w , para resistir el cortante.



Tendremos:

$N_{Sd} = N_{Rd} - \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot \rho A_w$

$V_{Sd} = \rho \cdot V_{Rd}$

FIGURA 6.112

Luego:

$$V_{Sd} = V_{Rd} \frac{N_{Rd} - N_{Sd}}{A_w \cdot f_y / \gamma_a} = V_{Rd} \frac{A}{A_w} \frac{N_{Rd} - N_{Sd}}{A \cdot f_y / \gamma_a} = V_{Rd} \frac{A}{A_w} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)$$

que es la expresión de las Recomendaciones.

El gráfico general del diagrama de interacción será:

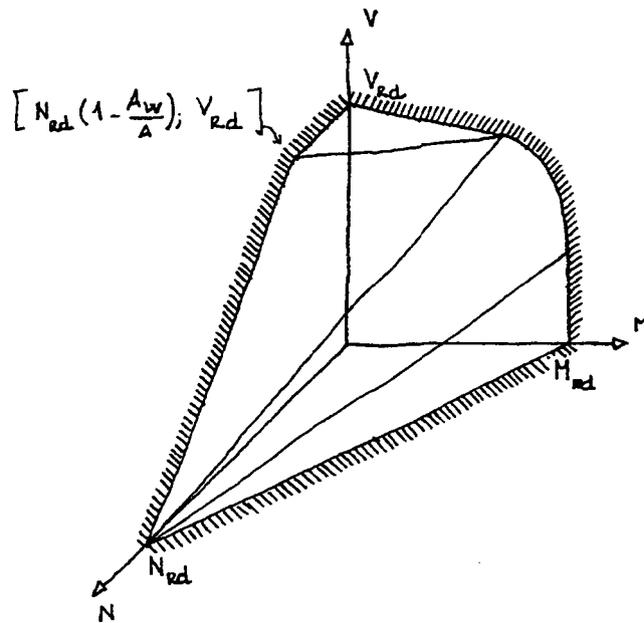


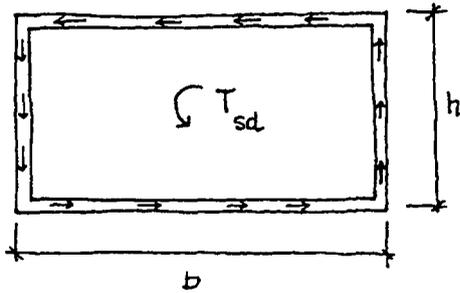
FIGURA 6.113

— Influencia del momento torsor

En general las secciones en cajón, que son en las que explícitamente aparecen este tipo de esfuerzos, se caracterizan por tener una capacidad torsional muy elevada, que no suele llegar a agotarse dado que las dimensiones del cajón han estado determinadas por el resto de los esfuerzos que suelen ser más exigentes. Su capacidad torsional es proporcional al área encerrada por la línea media de las paredes que conforman el contorno exterior del cajón y la influencia del torsor, en cuanto al comportamiento resistente de la sección, suele ser muy moderada. No suelen ser necesarios análisis muy prolijos para evaluar su influencia.

Por ello, una forma práctica, recogida por las Recomendaciones, de abordar esta influencia consiste en reducir la capacidad resistente a cortante y a flexión de la sección, en función del torsor concomitante. Es decir, se pueden utilizar unos momentos y cortantes resistentes determinados con independencia, pero a los que se aplican después coeficientes de reducción para tener en cuenta la influencia del torsor. Estos valores reducidos del momento y del cortante resistente son los que se combinan con el resto de los esfuerzos para verificar la seguridad por medio de los diagramas de interacción, que así tienen en cuenta indirectamente la influencia de la torsión.

El origen de las expresiones que figuran en las Recomendaciones es el siguiente: en una sección en cajón, la tensión tangencial de las paredes se determina mediante la expresión:



$$\tau_i = \frac{T_{sd}}{2 A_\phi t_i}$$

siendo:

- T_{sd} momento torsor
- A_ϕ área encerrada por la línea media de las chapas del cajón
- t_i espesor de la chapa considerada

FIGURA 6.114

En las paredes verticales del cajón, la resultante de tensiones tangenciales generadas por la torsión equivale a un cortante, que habrá que añadir al cortante que actúa sobre la sección. El "cortante torsional" valdrá:

$$\tau_T \cdot t \cdot h = \frac{T_{sd}}{2 A_\phi \cdot t} \cdot t \cdot h = \frac{T_{sd}}{2 A_\phi} \cdot h$$

En el alma más solicitada tendremos un cortante:

$$\frac{V_{sd}}{2} + \frac{T_{sd}}{2 A_\phi} \cdot h$$

que tendrá que ser igual o menor que la mitad del esfuerzo cortante resistente del cajón de dos almas. Por tanto:

$$\frac{V_{sd}}{2} + \frac{T_{sd}}{2 A_\phi} \cdot h \leq \frac{V_{Rd}}{2}$$

de donde resulta:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \left[1 - \frac{T_{sd} \cdot h}{A_\phi \cdot V_{Rd}} \right]$$

Por otra parte, a estos efectos se puede considerar que el momento flector será absorbido por los esfuerzos longitudinales en las alas, que se verán afectados por las tensiones tangenciales generados por la torsión. La expresión de Von Mises se puede escribir:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1$$

$$\left[\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right]^2 \leq 1$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \right)^2}$$

El "cortante torsional" en las alas será:

$$\tau_T \cdot t \cdot b = \frac{T_{Sd}}{2 A_\phi} b$$

Por tanto:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \sqrt{1 - \left[\frac{T_{Sd} \cdot b}{2 A_\phi} \frac{1}{V_{Rd}} \right]^2}$$

El valor de V_{Rd}/b será diferente en ambas alas y, por ello, se debe considerar la más desfavorable.

En el caso de secciones mixtas, el valor de $V_{Rd, \min}$ será función de la armadura dispuesta en la losa de hormigón.

6.3.7 Interacción de esfuerzos para una pieza

6.3.7.1 Soportes metálicos

El análisis de piezas metálicas comprimidas solicitadas por momentos de flexión en sus extremos o por momentos originados por cargas transversales aplicadas ha dado lugar a formulaciones muy complejas, recogidas en el Eurocódigo 3, Parte 1. Éstas se han ido modificando en los sucesivos borradores de texto, hasta llegar a las que han quedado recogidas en la edición finalmente aprobada.

La Parte 2 del Eurocódigo 3, *Puentes metálicos*, al tratar de esta cuestión se refiere a la Parte 1.

La formulación que figura en las Recomendaciones RPM-95 no está actualizada y no contempla, por otra parte, todos los casos posibles en este tipo de elementos, poco frecuentes, por otro lado, en la práctica.

Conviene, por ello, que quien se enfrente al análisis de soportes metálicos comprimidos y flectados acuda al Eurocódigo 3 y a otros documentos que explican los fundamentos de las expresiones en él recogidas.

6.3.7.2 Soportes mixtos

La comprobación de la seguridad de un soporte compuesto con momentos flectores aplicados en sus extremos se puede realizar sustituyendo la sollicitación de flexión variable por un momento uniforme a lo largo de la pieza que, además, se mayor para tener en cuenta los efectos de 2º orden.

$$M_{Sd,eq} = \beta \frac{M_{Sd}}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_E}}$$

siendo:

$$\beta = 0,66 + 0,44 r \leq 0,44$$

$$r = \frac{M_{Sd,min}}{M_{Sd,max}} \quad (-1 \leq r \leq 1)$$

Quando existan cargas transversales aplicadas al soporte, se tomará $\beta = 1,0$ y se considerará por tanto:

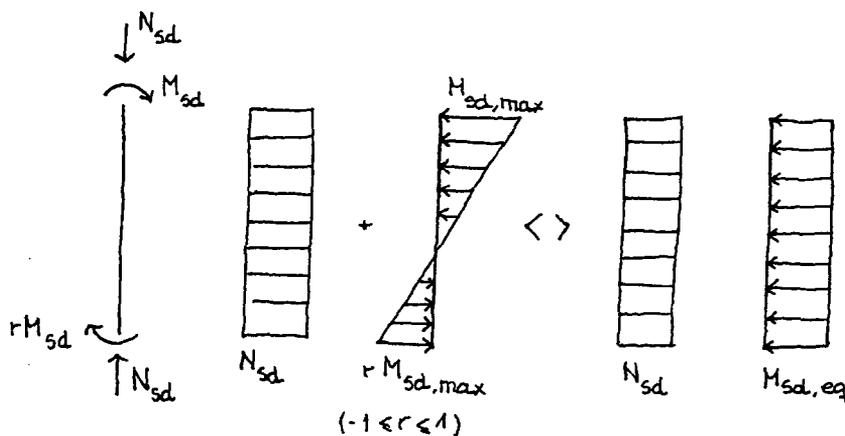


FIGURA 6.115

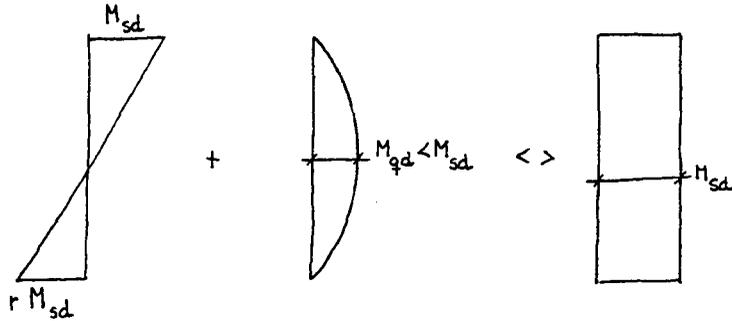


FIGURA 6.116

De esta manera, se convierte la comprobación del soporte en la verificación de una sección del mismo, que habrá de cumplir simultáneamente las condiciones siguientes:

$$N_{Sd} \leq \chi N_{Rd}$$

$$M_{Sd,eq} \leq 0,9 \mu \cdot M_{Rd}$$

siendo:

N_{Rd} y M_{Rd} la capacidad resistente a compresión y flexión de la sección del elemento flexo-comprimido que se está analizando

En las expresiones anteriores, los valores de N_E , carga crítica del pandeo de Euler, y del coeficiente reductor χ se determinarán tal como se ha establecido en el apartado 6.3.3.3.2 y en los comentarios que tratan del comportamiento de una sección compuesta.

Para la determinación del parámetro μ , hay que establecer el diagrama de interacción N-M de la sección compuesta, siguiendo los procedimientos vistos anteriormente, y determinar los valores que intervienen en la expresión de μ .

$$\mu = \mu_d - \mu_\chi \frac{\chi_d - \chi_N}{\chi - \chi_N}$$

En dicho diagrama se representa el valor de μ , que corresponde a la expresión anterior.

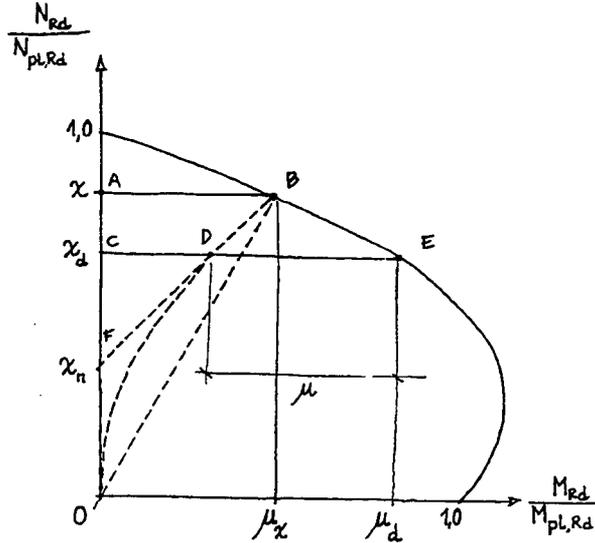


FIGURA 6.117

En el diagrama, χ será el coeficiente reductor correspondiente a un elemento solicitado por una compresión exclusivamente.

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

Por consiguiente, el punto B identifica en el diagrama el momento secundario ($\overline{AB} = \mu_x \cdot M_{pl,Rd}$) que, como consecuencia de las imperfecciones amplificadas por la compresión, se genera en la sección central del soporte mixto.

Si dicha deformabilidad aumentara proporcionalmente a la compresión aplicada, la línea OB representaría la evolución del momento secundario. En realidad no es así, y dicho momento depende de la relación:

$$\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}}$$

y crece más rápidamente al aumentar N. Por ello, en realidad la línea OB será la línea curva representada que, a efectos prácticos, se puede sustituir por la línea quebrada OFB, con:

$$\chi_n = \chi \cdot \frac{1-r}{4}$$

siendo r , igual que anteriormente, la relación de momentos exteriores aplicados en los extremos del soporte, que variará entre 1 y -1.

Cuando existan cargas transversales aplicadas en el soporte, se tomará $r=1$. En ese caso, la línea a que nos estamos refiriendo será la recta OB, que pasa por el origen de coordenadas.

Tomando un valor concreto de la sollicitación N_{Sd} , tendremos la ordenada:

$$\chi_d = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}$$

y podremos trazar la línea horizontal CDE, en la que CD representa el momento generado por la compresión y DE, el momento exterior que puede aceptar el soporte comprimido antes de agotarse. La condición de interacción será, por tanto:

$$M_{Sd,eq} \leq \mu \cdot M_{pl,Rd}$$

De hecho, en las Recomendaciones, la expresión que se indica es:

$$M_{Sd,eq} \leq 0,9 \mu \cdot M_{pl,Rd}$$

aplicando un coeficiente reductor de 0,9 para tener en cuenta las simplificaciones del método.

Por otra parte, si el momento flector y el esfuerzo de compresión son independientes entre sí, se debe limitar el valor de μ a la mitad.

En el caso de la *compresión con flexión en los dos planos*, la verificación de la seguridad se realizará como sigue:

- 1º) La seguridad debe verificarse separadamente para cada uno de los planos de flexión, identificándose así cuál de los dos planos de pandeo es más probable.
- 2º) Para el plano menos probable (supuesto el YY), se comprobará que:

$$M_{y,Sd} \leq 0,9 \mu_y \cdot M_{y,Rd}$$

siendo:

μ_y valor obtenido según se indica en el diagrama de interacción por flexión simple

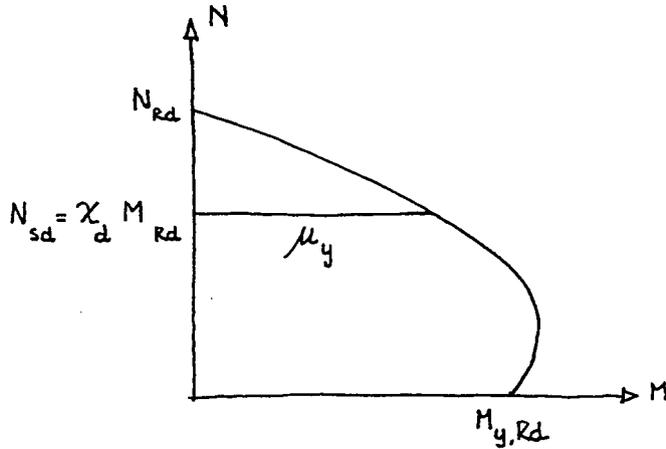


FIGURA 6.118

3º) Para el plano de pandeo más probable, se verificará que:

$$M_{z,Sd} \leq 0,9 \mu_z \cdot M_{z,Rd}$$

determinando μ_z con los criterios generales que se han visto anteriormente.

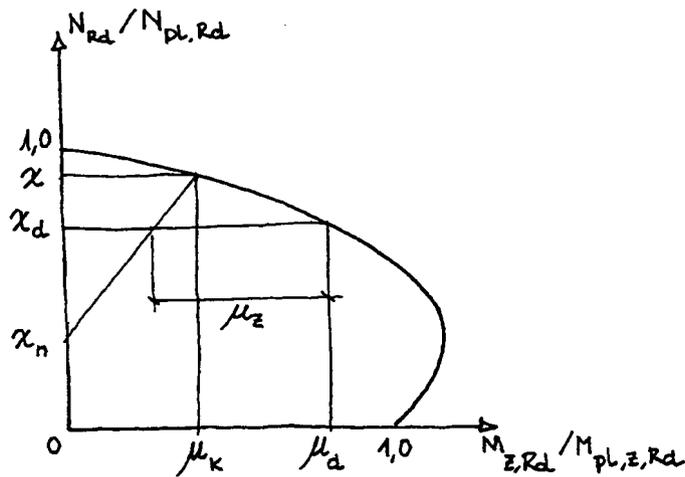


FIGURA 6.119

4º) El efecto de la flexión doble se tendrá en cuenta verificando, además, que:

$$\frac{M_{y,Sd}}{\mu_y \cdot M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{\mu_z \cdot M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

lo que queda expresado gráficamente en el siguiente esquema:

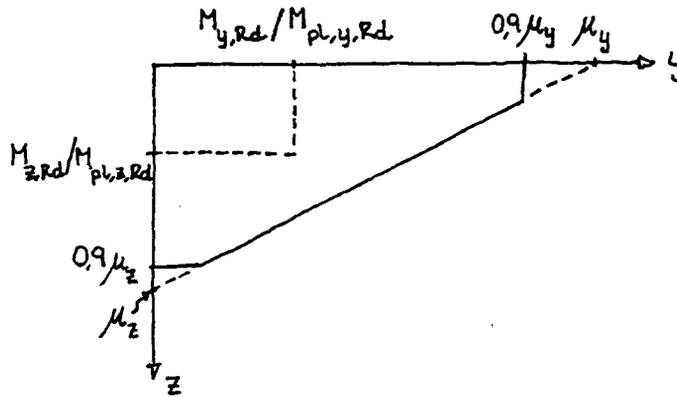


FIGURA 6.120

Los ingenieros Bergmann y Roik han establecido y difundido un sencillo método para establecer los puntos más significativos del diagrama M-N de una sección mixta, lo que puede ser de gran utilidad en muchas aplicaciones prácticas.

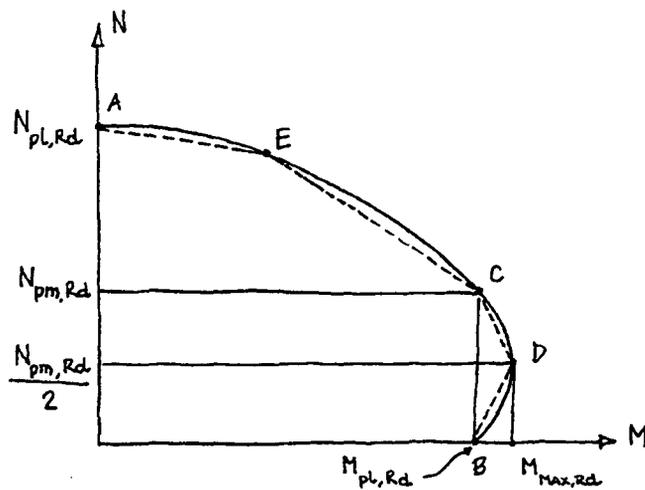


FIGURA 6.121

El punto A representa la capacidad resistente a compresión en ausencia de momento. El punto B representa el momento resistente en ausencia de esfuerzos de compresión. En el punto C, el plano de deformaciones será tal que la resultante de tensiones equivalga al momento plástico $M_{pl,Rd}$ al que irá asociada una compresión de valor $N_{pm,Rd}$.

El punto D resultará para un plano de deformaciones diferente, que conducirá a una flexión máxima $M_{max,Rd}$ y a una compresión concomitante que valdrá $N_{pm,Rd}/2$.

El punto E se determina situando la fibra neutra entre la correspondiente al punto C y el borde en tracción de la sección, en una posición en la que sea cómodo calcular la resultante de esfuerzos.

Considerando que los materiales tienen un comportamiento rígido-plástico, los diagramas para la identificación de los puntos citados serán los representados en la figura 6.122.

Como puede verse, el diagrama de tensiones que identifica al punto C se define a partir del diagrama para el punto B, desplazando la fibra neutra $2 h_n$ en relación con el centro de gravedad de la sección. De esta manera, el momento resultante en el caso C es el mismo que en el caso B, pero además la sección tiene una resultante de compresiones $N_{pm,Rd}$ generada por las tensiones que se sitúan en el perfil metálico y en el hormigón, a una distancia h_n a ambos lados del centro de gravedad.

Análogamente, situando la fibra neutra en el centro de gravedad de la sección, tendremos un momento mayor que en los dos casos anteriores, $M_{max,Rd}$, debido a las tensiones situadas a una profundidad h_n por encima de la fibra neutra, a lo que hay que añadir la compresión provocada por esas mismas tensiones que, lógicamente, tendrán un valor la mitad que en el caso anterior.

Es evidente que las hipótesis de comportamiento rígido-plástico de los materiales hacen muy sencilla la determinación de los puntos del diagrama de interacción N-M, cualquiera que sea la geometría de la sección. Hay que recordar, en todo caso, que la aplicación de estos métodos requiere que se cumpla una serie de condiciones, a las que se ha hecho anteriormente referencia.

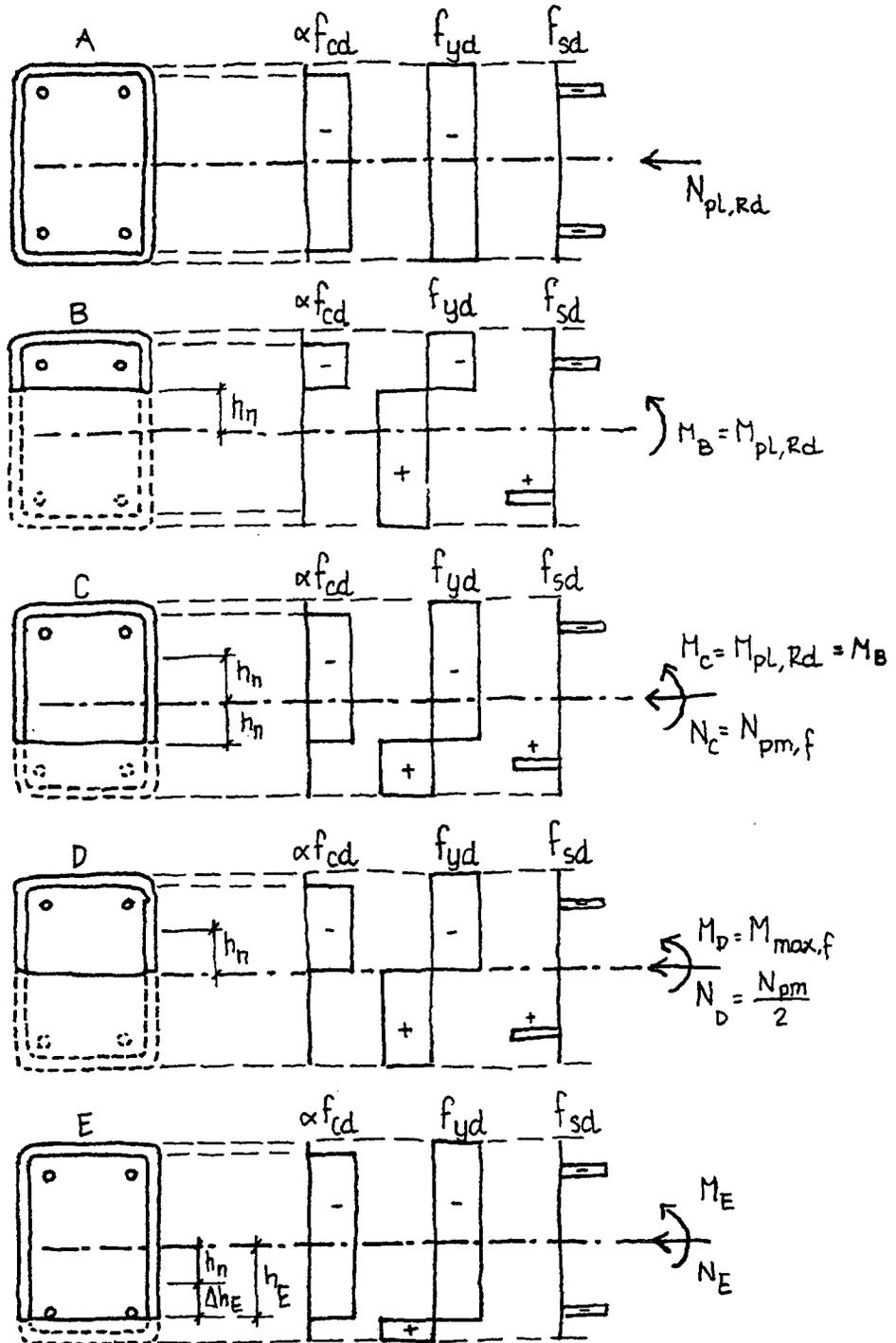


FIGURA 6.122

6.3.8 Introducción de cargas concentradas

Este efecto suele plantearse, por ejemplo, en el caso de puentes metálicos o mixtos construidos por empuje, y en ocasiones puede determinar el espesor de las almas de la viga.

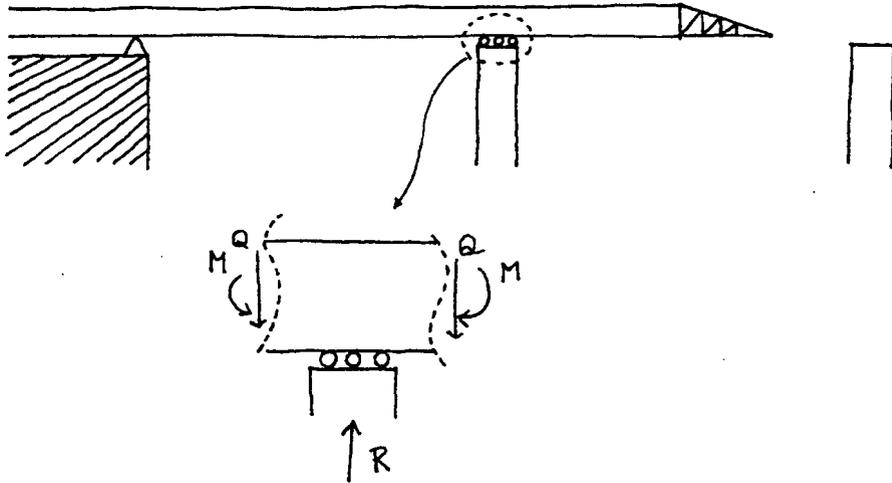


FIGURA 6.123

En la pila sobre la que va deslizado el tablero, se genera una reacción puntual (cuya difusión depende de la geometría del dispositivo previsto para el deslizamiento), que hay que transmitir al alma o almas de la estructura lanzada en una zona en que, además, pueden actuar significativos momentos concomitantes debidos al paso de la estructura en ménsula.

El colapso de la estructura así solicitada puede ser consecuencia de:

- a) Plastificaciones inaceptables en la zona de introducción de la carga, que se pueden controlar aplicando el "criterio de resistencia" enunciado en las RPM-95.

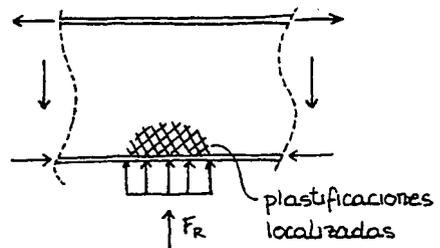


FIGURA 6.124

- b) Inestabilidades generales o locales, que se pueden controlar aplicando el "criterio de estabilidad" enunciado en dichas Recomendaciones.

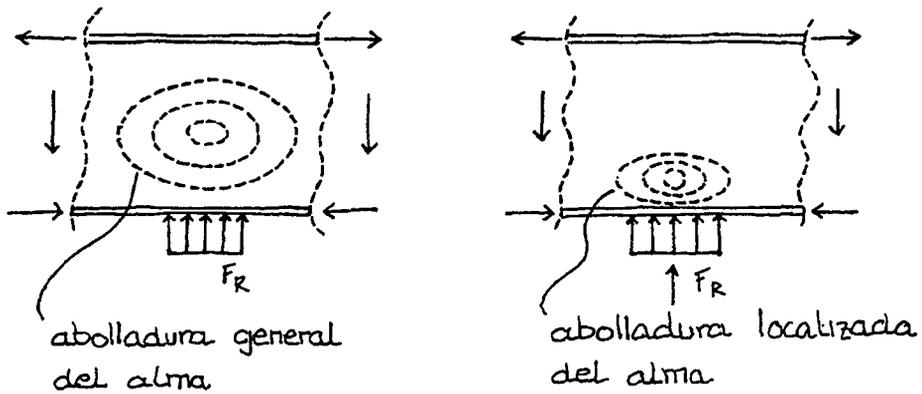


FIGURA 6.125

Esquemáticamente, el comportamiento y modo de colapso de la estructura, en función de la esbeltez de su alma, será:

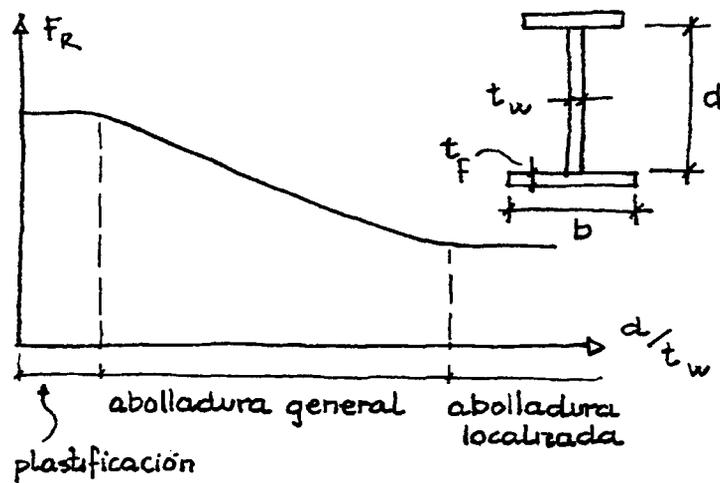


FIGURA 6.126

— **Criterio de resistencia**

El valor de F_{Rd} que generará la plastificación localizada del alma se determina mediante la fórmula:

$$F_{Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_a}$$

siendo A el área de la sección del alma en contacto con el alma, que valdrá:

$$A = l_r \cdot t_w$$

donde:

$$l_r = l_o + 2\alpha \cdot t_f$$

$$\alpha = \alpha_o \sqrt[4]{\frac{b}{10 t_f}} \geq 1,25 \alpha_o$$

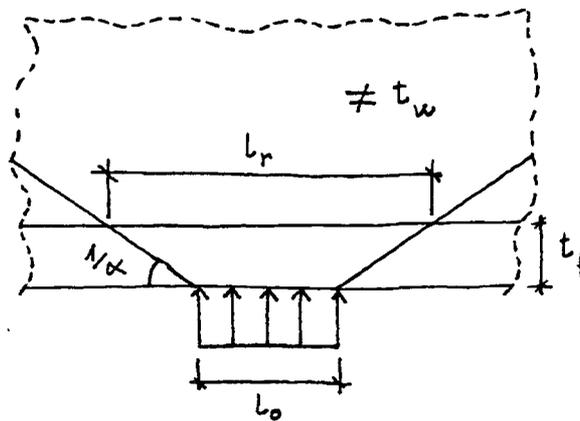


FIGURA 6.127

El valor de α_o tiene en cuenta la influencia de los radios de acuerdo entre el alma y el ala y se tomará como:

- $\alpha_o = 3$ en secciones soldadas
- $\alpha_o = 6$ en perfiles laminados

Si se trata de un caso (que puede ocurrir cuando la estructura se desplaza apoyada en un carro por una superficie preparada para ello, de manera que el contacto se produce siempre en la misma zona de la estructura) en el que se ha dispuesto un calzo para la transmisión de esfuerzos, la difusión a través del calzo se supone que se realiza a 45° , con lo que se incrementará el valor de l_o .

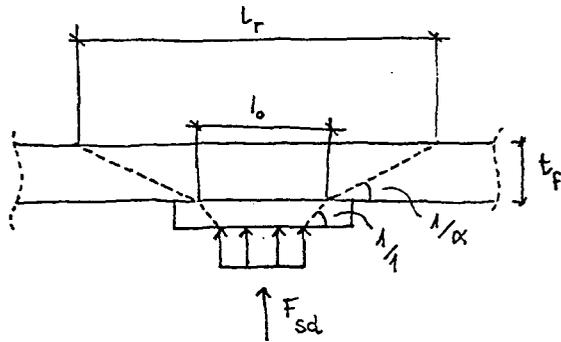


FIGURA 6.128

— **Criterio de estabilidad**

La carga que produce el colapso por inestabilidad local y general del alma de la viga se deduce a partir de una expresión que está recogida en diversas normas y publicaciones internacionales:

$$F_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} 0,6 t_w^2 \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4$$

y que corresponde, aproximadamente, al mecanismo de plastificación representado en el esquema:

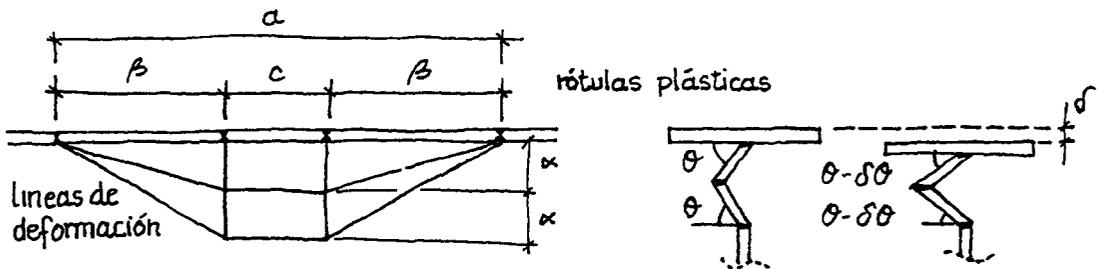


FIGURA 6.129

Los coeficientes k_1 , k_2 , k_3 pretenden tener en cuenta algunos de los conceptos que influyen en el comportamiento de la estructura solicitada bajo cargas puntuales. Así, la influencia de la esbeltez del ala queda expresado por:

$$k_1 = \sqrt{\frac{b}{10t_f}} \leq 1,25$$

El valor máximo 1,25 corresponde a una esbeltez $b/t_f = 24$.

La influencia de la esbeltez del alma (d/t_w) queda, a su vez, expresada mediante el factor k_2 :

$$k_2 = \sqrt{\frac{60t_w}{d}} \leq 1,00$$

es decir, cuando $d/t_w < 60$, se tomará $k_2 = 1,0$.

La influencia de la longitud l_o en la que se aplica la carga viene expresada por:

$$k_3 = 1 + \frac{l_o}{d} \leq 1,50$$

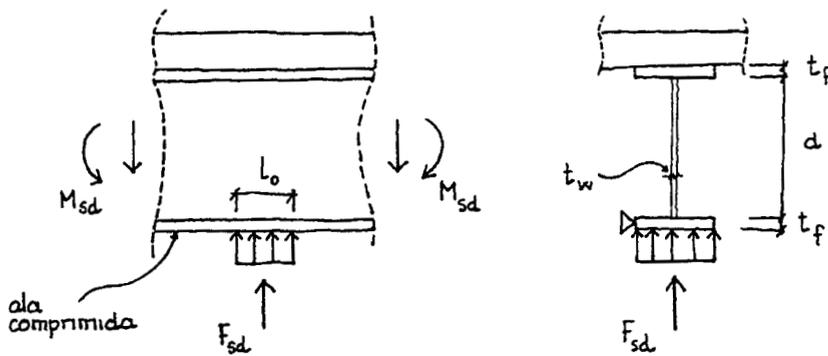


FIGURA 6.130

Por otra parte, el coeficiente k_4 introduce la influencia del momento flector concomitante con F_{Rd} por medio de la expresión:

$$k_4 = \sqrt{1 - \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2}$$

Este factor suele ser determinante pues, a medida que M_{Sd} se aproxima a M_{Rd} , k_4 se reduce, hasta anularse cuando $M_{Sd}/M_{Rd} = 1$.

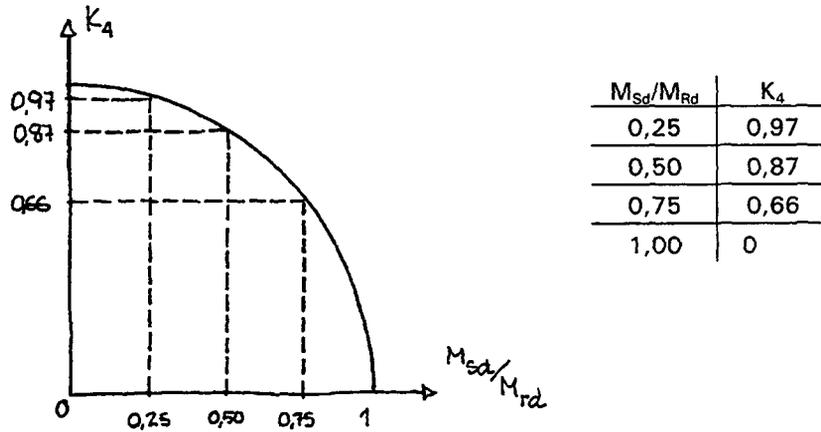


FIGURA 6.131

Hay que llamar la atención sobre el hecho de que en los procesos de lanzamiento el valor de M_{Sd} debe estar suficientemente alejado de la capacidad máxima a flexión M_{Rd} de la sección, para evitar problemas de abollamiento durante el lanzamiento. Así, además, se asegura un mejor control de flechas por situarnos en rangos de deformaciones elásticas.

Por otra parte, es útil señalar que, dejando a parte los coeficientes k , el valor de F_{Rd} se expresa como:

$$\frac{F_{Rd}}{k_1 k_2 k_3 k_4} = 0,6 t_w^2 \sqrt{\frac{E \cdot f_y \cdot t_f}{t_w}} = 0,6 \sqrt{E \cdot f_y} \cdot t_w^2 \sqrt{\frac{t_f}{t_w}}$$

o bien:

$$\frac{F_{Rd}}{k_1 k_2 k_3 k_4} = 0,6 \sqrt{E \cdot f_y} \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\alpha}$$

siendo:

$$\alpha = t_f/t_w$$

Para los diferentes tipos de acero especificados en las Recomendaciones y para diferentes relaciones de t_f/t_w , tendremos:

$$\frac{F_{Rd}}{k_1 k_2 k_3 k_4} = \beta \cdot t_w^2$$

	$0,6\sqrt{E \cdot f_y}$ [N/mm ²]	β			
		$\alpha=4$	$\alpha=3$	$\alpha=2$	$\alpha=1$
S235	4.214	8.430	7.300	5.960	4.214
S255	4.560	9.120	7.900	6.450	4.560
S355	5.180	10.360	8.970	7.330	5.180
S460	5.897	11.790	10.210	8.340	5.897

Estos valores nos pueden permitir tener rápidamente un primer orden de magnitud del valor de F_{Rd} , que se expresa en Newtons con t_w en mm.

Por otra parte, para alcanzar los valores de F_{Rd} hay que diseñar los cordones de soldadura entre las alas y el alma, de forma que dichas soldaduras tengan capacidad para la transmisión de la carga.

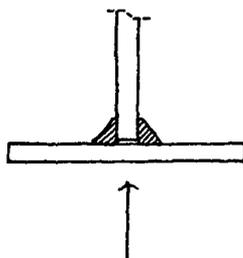


FIGURA 6.132

La presencia de rigidizadores longitudinales junto al cordón en el que se aplican las cargas puntuales (figura 6.133), podrá contribuir a evitar riesgos de abollamientos locales y generales, así como a alcanzar el valor de F_{Rd} correspondiente a la plastificación.

Los resultados de ensayos disponibles así lo confirman, aunque la dispersión de valores no permite plantear una expresión fiable.

Algunos autores consideran que, para poder contar con ello, el rigidizador longitudinal debería situarse a una distancia inferior a $40 t_w$ del ala comprimida a través de la que se introduce la carga.

Por otra parte, el rigidizador longitudinal deberá tener capacidad para absorber los esfuerzos de flexión generados por el mecanismo representado en la figura.

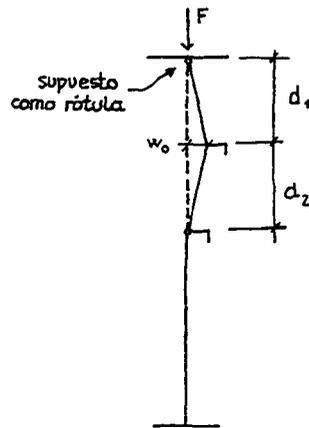


FIGURA 6.133

6.4 ESTADO LÍMITE DE PANDEO LATERAL

Todo elemento comprimido tiene el riesgo de pandear y también lo tienen, por tanto, las alas metálicas comprimidas de elementos flectados en los puentes, metálicos o mixtos. La coacción que impone el alma al desplazamiento transversal del ala comprimida, como consecuencia de su creciente inestabilidad a medida que aumenta sus compresiones, provoca el giro torsional de la sección, de manera que el pandeo por flexión del ala en su plano se convierte en un pandeo por torsión que es lo que conocemos por pandeo lateral de las vigas.

Siendo este concepto similar al del pandeo de un soporte comprimido, es lógico que la forma de abordar su evaluación sea similar y que el cálculo del momento último de pandeo lateral se exprese como la multiplicación de un factor de reducción específico, χ_{LT} , aplicado al momento resistente de la sección.

$$M_{R,LT} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd}$$

La expresión de χ_{LT} es similar a la utilizada en el caso de soportes comprimidos:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2 \right]^{1/2}} \geq 1$$

con:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

pudiendo tomarse:

$\alpha_{LT} = 0,21$ para perfiles laminados

$\alpha_{LT} = 0,49$ para perfiles armados

La expresión de esbeltez relativa $\overline{\lambda}_{LT}$ es:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{M_R}{M_{cr}} \right]^{1/2}$$

en donde M_R es el momento resistente máximo de la sección en flexión, determinado suponiendo que los coeficientes de minoración de los materiales son iguales a la unidad. Así, en los puentes mixtos, se tomará $\gamma_c = \gamma_s = \gamma_a = 1$ y, en los metálicos, $\gamma_M = 1$ (o, lo que es igual, $M_R = \gamma_M \cdot M_{Rd}$).

Para la evaluación del riesgo de pandeo lateral, será necesario, por tanto, determinar el momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} .

Dicha determinación, para una viga ideal, se basa en el estudio de una viga biapoyada solicitada por un momento igual y contrario en cada apoyo (ver Timoshenko, por ejemplo). Las hipótesis de cálculo son las siguientes:

- los apoyos son del tipo horquilla, que bloquean la torsión
- el material es indefinidamente elástico
- la sección es bisimétrica y constante a lo largo de la viga
- la inercia I_z de la sección es muy inferior a la inercia I_y
- las deformaciones son pequeñas

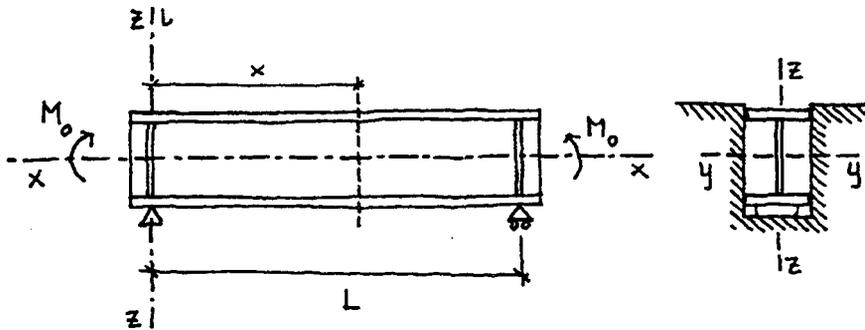


FIGURA 6.134

La solución del sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento de esta viga conduce al momento crítico elástico de pandeo lateral:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \left[E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{\omega}}{L^2 \cdot G \cdot I_t} \right) \right]^{1/2}$$

siendo:

- E módulo de elasticidad del acero
- G módulo de elasticidad transversal del acero
- I_z inercia de la sección en relación con el eje z-z
- I_t módulo de torsión
- I_{ω} inercia al alabeo de la sección
- L distancia entre apoyos

Esta expresión de M_{cr} es un caso particular de una formulación mucho más general, que se puede encontrar en la literatura especializada y que depende de las condiciones de apoyo, posición de aplicación de la carga y tipo de ésta. Pero, a partir de ella, se pueden plantear los criterios generales de verificación del pandeo lateral.

La expresión del momento crítico se puede plantear, también, como la suma vectorial de dos componentes: el momento debido al comportamiento de la pieza en torsión uniforme, $M_{cr,t}$ (que genera exclusivamente tensiones tangenciales) y el debido a la torsión no uniforme, $M_{cr,\omega}$ (que genera el alabeo de las secciones y, si el alabeo está impedido, provoca tensiones longitudinales).

$$M_{cr} = \sqrt{M_{cr,t}^2 + M_{cr,\omega}^2}$$

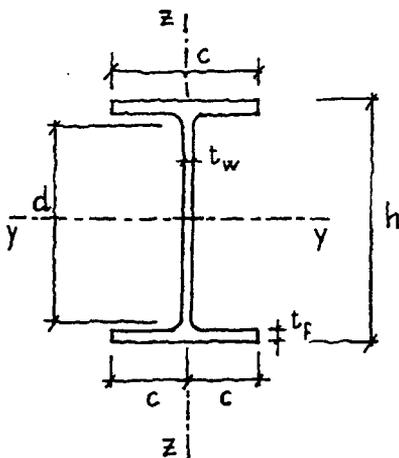
en donde:

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

$$M_{cr,\omega} = \frac{\pi^2 \cdot E}{L^2} \sqrt{I_z \cdot I_\omega}$$

En general, la parte correspondiente a la torsión uniforme, en secciones en doble T o similares, como las que se utilizan en puentes, suele ser muy pequeña comparada con la contribución de la torsión no uniforme. Por tanto, suele ser habitual y está del lado de la seguridad, considerar solamente ésta última, lo que, por otra parte, facilita el planteamiento de un método general.

Si, en efecto, se considera como referencia el caso de la sección en I, tendremos:



$$I_z = \frac{4}{3} c^3 \cdot t_f$$

$$I_\omega = I_z \frac{(h - t_f)^2}{4} \approx \frac{1}{3} c^3 \cdot h^2 \cdot t_f = I_z \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$W_y = (h - t_f) \left(2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w \right) \approx h \left(2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w \right)$$

FIGURA 6.135

El valor de M_{cr} se transforma entonces en:

$$M_{cr,\omega} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \left(\frac{h}{2}\right)$$

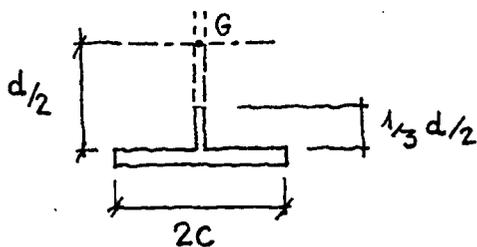
y el valor correspondiente de la tensión crítica, a la que se producirá el pandeo lateral, será:

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr,\omega}}{W_y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{1}{h \left(2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w \right)}$$

es decir:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{2}}{L^2 \left(2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w \right)}$$

La expresión anterior corresponde exactamente al pandeo por compresión del ala del perfil más 1/3 de la parte comprimida del alma (en este caso de d/2). En efecto, en tal caso:



$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

$$\text{con } \lambda = \frac{L}{i} = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_z/2}{2c t_f + 1/6 \cdot d \cdot t_w}}}$$

FIGURA 6.136

En el caso de secciones esbeltas, es lógico que la parte del alma comprimida a considerar no supere la dimensión del alma eficaz que queda junto al ala comprimida. En general, por otro lado, la parte del alma a considerar no debería superar 20 veces su espesor.

El pandeo lateral se ha convertido así en un problema de pandeo del ala comprimida, que se puede resolver utilizando la misma metodología empleada para el análisis del comportamiento de los soportes comprimidos.

El ala comprimida de una viga se considerará apoyada en los diafragmas transversales cuando se hayan dispuesto con tal finalidad y tengan rigidez suficiente. La ley de momentos variará a lo largo de la viga y también lo hará la compresión transmitida por el ala. Como es habitual, a las expresiones anteriores, deducidas supuesto el momento constante, hay que aplicar un factor de corrección C_1 , que figura en la tabla 6.4.2 de las RPM-95 y que se representa en el gráfico siguiente:

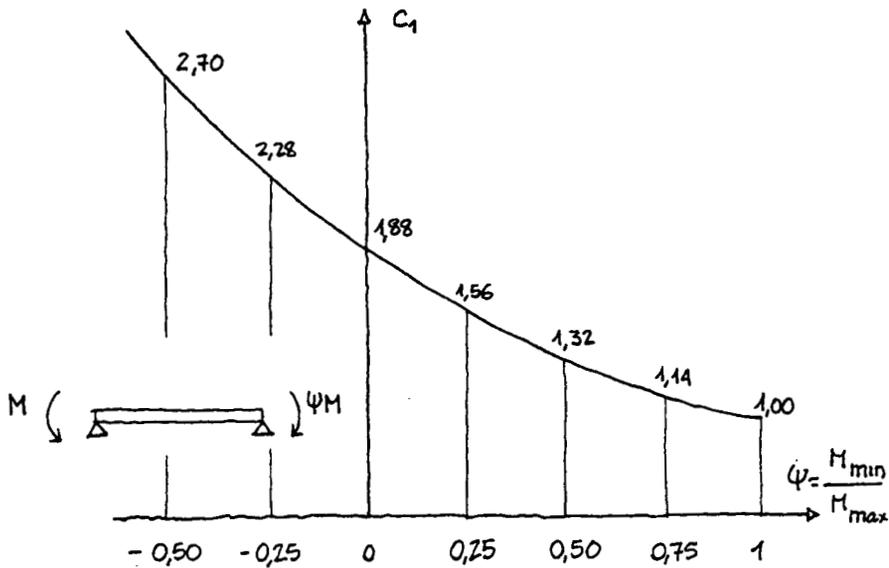


FIGURA 6.137

Es útil también determinar el orden de magnitud de las distancias a las que habrá que disponer los puntos de apoyo (diafragmas, por ejemplo) de un ala comprimida para que no exista el riesgo de pandeo lateral.

A estos efectos, se suele considerar que el riesgo no existe cuando:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{f_y}{\sigma_{cr,LT}} \right)^{1/2} \leq 0,4$$

Recordando que:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{L^2} \cdot \frac{I_z/2}{2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w} = \frac{\pi^2 \cdot E}{L^2} \cdot \frac{2/3 \cdot c^3 \cdot t_f}{2c \cdot t_f + \frac{1}{6} d \cdot t_w}$$

podremos, a estos efectos, prescindir del término del alma ($1/6 d \cdot t_w$), con lo que:

$$\sigma_{cr} \approx \frac{\pi^2 \cdot E}{L^2} \cdot \frac{c^2}{3}$$

y con la condición $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ resulta que, para evitar el riesgo de pandeo lateral, la posición de los puntos de apoyo (o distancia entre diafragmas transversales) debe ser tal que:

$$\frac{L}{2c} \leq 0,2 \frac{\pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,36 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- con acero S235: $\frac{L}{2c} \leq 10,8$
- con acero S355: $\frac{L}{2c} \leq 8,8$

... siendo $2c$ el ancho total del ala comprimida.

Al tener en cuenta la variación de momentos a lo largo de la viga, la expresión anterior se transforma en:

$$\frac{L}{2c} \leq 0,36 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \sqrt{C_1}$$

Como contraste con los valores anteriores, se pueden indicar los equivalentes recogidos en la norma suiza SIA 161. Por ejemplo, para $C_1 = 1$:

- Acero S235: $L_{cr} = \frac{40,5}{1,1} \cdot i_z \approx \frac{40,5}{1,1} \cdot 0,30 \cdot 2c = 11,0 \cdot 2c$
- Acero S355: $L_{cr} = \frac{33}{1,1} \cdot i_z \approx \frac{33}{1,1} \cdot 0,30 \cdot 2c = 9,0 \cdot 2c$

valores muy similares a los incluidos en nuestras Recomendaciones.

Es necesario establecer criterios para poder aceptar como rígidos o indesplazables transversalmente los apoyos del ala comprimida y poder considerar como longitud de pandeo, la distancia entre ellos. En caso de que dichos apoyos sean flexibles, hay que plantearse cuál debe ser la longitud de pandeo.

El cálculo de la carga crítica del soporte apoyado elásticamente fue resuelto por Engesser a finales del pasado siglo XIX, para lo que hizo una serie de hipótesis y simplificaciones:

- El esfuerzo axil N , el área A y la rigidez EI (relativa al eje vertical) son constantes a lo largo del soporte.
- El apoyo lateral elástico se considera repartido uniformemente.
- Los apoyos extremos del soporte no se pueden desplazar lateralmente.

Si consideramos el caso típico de un puente en celosía de tablero inferior frecuentemente utilizado en puentes de acero de FFCC, el pandeo del cordón comprimido estará coaccionado por la rigidez de los marcos transversales (montantes y vigas de tablero). Llamando C a la constante del muelle (materializado por los marcos estructurales) y considerando su rigidez uniformemente repartida en la longitud a entre marcos, tendremos:

$$c = \frac{C}{a}$$

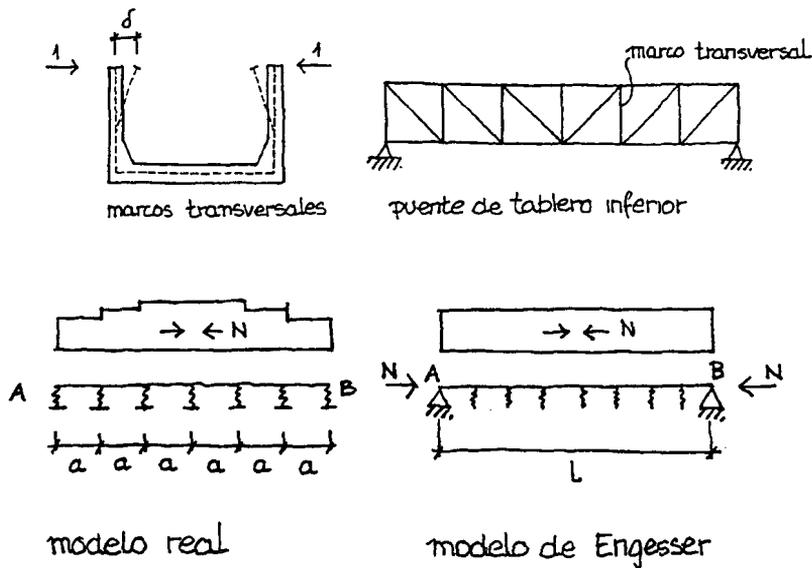


FIGURA 6.138

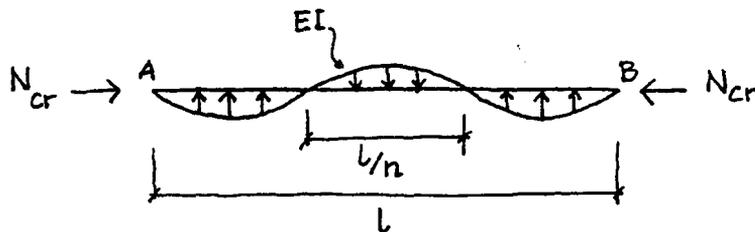


FIGURA 6.139

$$EI \cdot w'''' + N \cdot w'' + c \cdot w = 0$$

Tomando: $w = w_0 \cdot \text{sen} \frac{n \cdot \pi \cdot x}{l}$

con las condiciones de borde: $w_A = w_B = 0$
 $w''_A = w''_B = 0$

resulta la siguiente solución de esta ecuación diferencial:

$$N_{cr} = \frac{n^2 \cdot \pi^2}{l^2} EI + c \frac{l^2}{n^2 \cdot \pi^2}$$

El primer término corresponde a la carga crítica de Euler y el segundo representa la contribución de los apoyos elásticos.

El número de medias ondas n se determina con la condición que N_{cr} debe ser mínimo, es decir:

$$\frac{d \cdot N_{cr}}{dn} = 0$$

obteniéndose:

$$n = \frac{L}{\pi} \sqrt{\frac{c}{EI}}$$

y:

$$N_{cr, \min} = 2 \sqrt{EI \cdot c}$$

La longitud de pandeo del soporte apoyado elásticamente se determina a partir de la ecuación:

$$N_{cr, \min} = 2 \sqrt{EI \cdot c} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_p^2}$$

por lo tanto:

$$l_p = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{4c}} = 2,2 \sqrt[4]{\frac{EI}{c}}$$

Denominando δ al desplazamiento transversal del muelle (el marco estructural en el ejemplo considerado) provocado por una fuerza unitaria:

$$1 = C \cdot \delta$$

y, por lo tanto:

$$1 = c \cdot a \cdot \delta$$

luego:

$$c = \frac{1}{a \cdot \delta}$$

y, finalmente, queda como expresión de la longitud de pandeo del cordón comprimido coaccionado por muelles, separados una distancia a y caracterizados por la deformación δ para la fuerza unidad:

$$L_p = \pi \sqrt[4]{\frac{1}{4} EI \cdot a \cdot \delta} \leq a$$

Timoshenko llegó a similares resultados resolviendo el problema del soporte apoyado en muelles (figura 6.140):

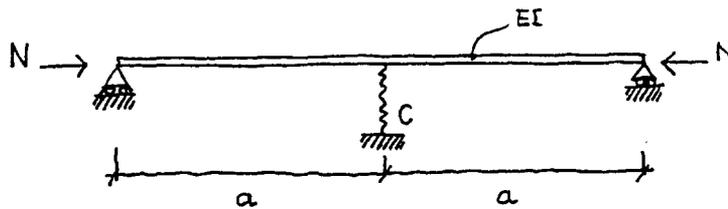


FIGURA 6.140

Demostó que la longitud de pandeo de las barras será a siempre que el valor de la constante de muelle sea igual o superior a:

$$C = \frac{N_{cr}}{a} = r \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI}{a^3}$$

siendo:

- $r=2$ para el soporte de 2 tramos
- $r=3$ " " 3 tramos
- $r=4$ " " 4 ó más tramos

Para comparar esta expresión con la obtenida en base a los planteamientos de Engesser, tomaremos $r=4$ y recordaremos que $C=c \cdot a$.

La longitud de pandeo será $L_p = a$, cuando:

$$L_p = a = \sqrt[4]{\frac{4\pi^2 \cdot EI}{c}} \approx 2,5 \sqrt[4]{\frac{EI}{c}}$$

que es un valor similar al calculado anteriormente.

Otra forma simplificada de llegar a un resultado similar es utilizando el siguiente esquema estructural equivalente:

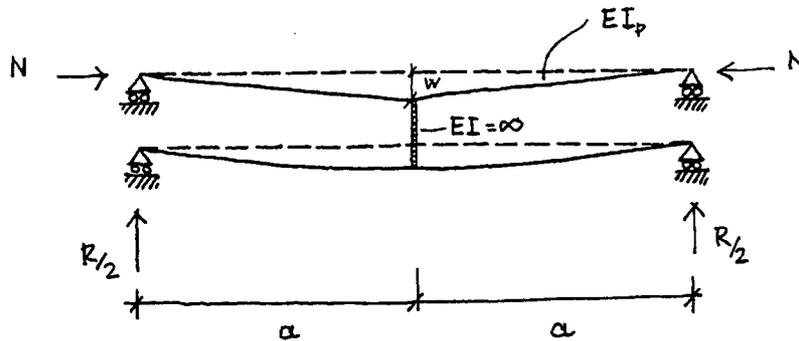


FIGURA 6.141

La reacción R en el puntal indeformable se determinará planteando el equilibrio del soporte comprimido:

$$N \cdot w = \frac{R \cdot (2a)}{4}$$

siendo:

$$R = C \cdot w \quad (C, \text{ constante de muelle})$$

luego:

$$w \left(N - \frac{C \cdot a}{2} \right) = 0$$

expresión que vuelve a plantear la teoría de la bifurcación de equilibrio. Para que el valor de N coincida con el de la carga crítica para $L_p = a$, se debe cumplir:

$$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_p}{a^2} = \frac{C \cdot a}{2}$$

Por tanto:

$$a = \sqrt[3]{\frac{2 \pi^2 \cdot E \cdot I_p}{C}}$$

Como $C = c \cdot a$:

$$a^4 = \sqrt[4]{\frac{2 \pi^2 \cdot E \cdot I_p}{c}} = 2,10 \sqrt[4]{\frac{E \cdot I_p}{c}}$$

valor muy similar a los anteriores, que coincide también con el que se determina según la expresión de Timoshenko para $r=2$ (un sólo muelle).

Recordando el concepto de imperfecciones equivalentes, se puede determinar el valor de la reacción R a partir del valor característico de la inclinación equivalente:

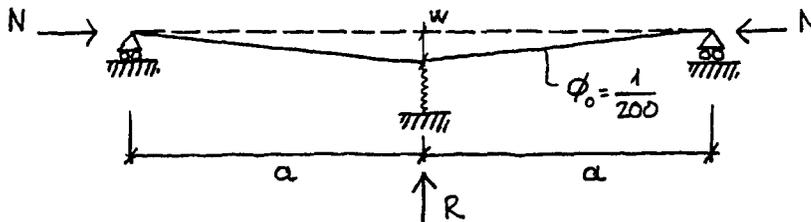


FIGURA 6.142

Luego:

$$R = \frac{4N \cdot w}{2a} = \frac{N}{100} = 1\% N$$

Utilizando la combadura, en lugar de la inclinación, como imperfección equivalente:

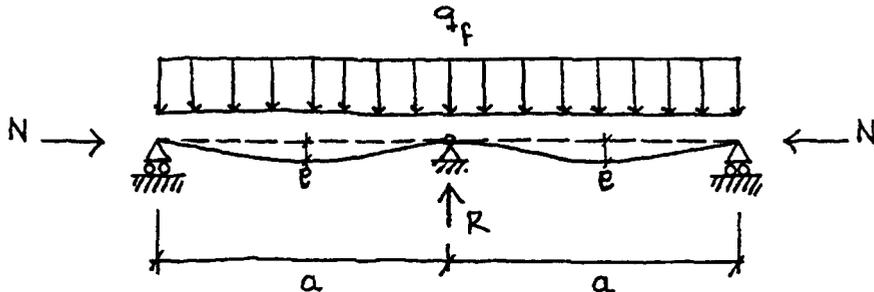


FIGURA 6.143

Siendo:

$$q_f = \frac{8N \cdot e}{a^2}$$

y, la reacción:

$$R = q_f \cdot a = \frac{8N \cdot e}{a}$$

tomando:

$$e = \frac{a}{500}$$

resulta:

$$R = \frac{8N}{500} = 1,6\% N$$

En general, se suele considerar la cifra del 1% como la adecuada para dimensionar el sistema (marco, rigidizador, etc.) con el que se materializa el muelle. Algunos autores han planteado en alguna ocasión cifras muy superiores entre el 2% y el 6%. Por el contrario, la BS 5400 (1982) establece valores del 0,5% multiplicado por un factor de amplificación de 1,3, es decir 0,65%. En las Recomendaciones se sugiere, para el pandeo lateral, tomar el valor del 1,5% N.

En el caso de cordones comprimidos que no sean muy esbeltos, las fórmulas que hemos venido aplicando suelen conducir a resultados conservadores, por cuanto la rigidez del soporte disminuye a medida que se incrementa la compresión, mientras

que la rigidez del diafragma suele mantenerse al trabajar en régimen elástico, lo que significa que su rigidez relativa aumenta.

En estos casos, puede obtenerse una solución más ajustada sustituyendo el módulo de elasticidad E del soporte por el módulo de pandeo $T = \frac{E \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot \sigma_{cr}}{f_y}$, que se puede obtener iterando, ya que $\bar{\lambda}$ y σ_{cr} dependen de L_p .

Son diversos los tipos de diafragmas que se utilizan en los tableros de vigas, y en particular en los tableros bñácenos, para limitar la distorsión transversal de la sección completa y para controlar el riesgo del pandeo lateral de la cabeza comprimida.

Al tratar más adelante de los diafragmas, se volverá sobre esta cuestión, pero conviene ahora dejar constancia de algunos de los tipos más característicos:

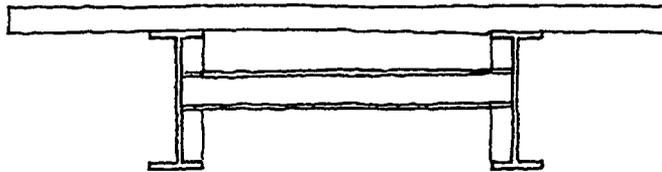


FIGURA 6.144

En este caso, quizás el más frecuente, el pórtico de rigidez del puente mixto está constituido por la losa de hormigón, el travesaño metálico y los rigidizadores verticales con su parte asociada de alma. El esquema estructural en que se basará la comprobación de las condiciones de resistencia y rigidez puede ser:

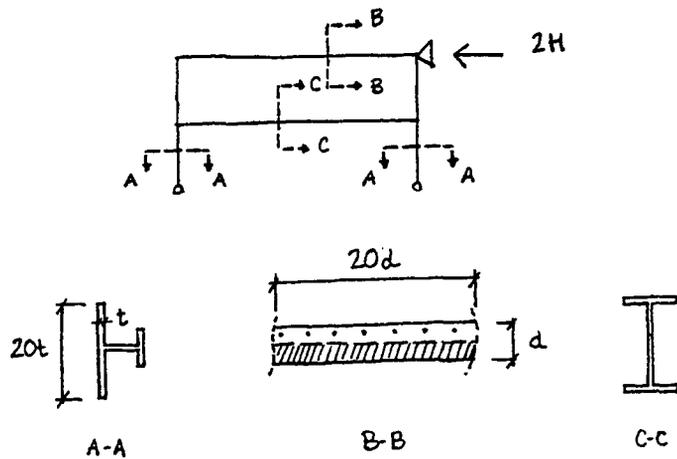


FIGURA 6.145

El esquema de cargas que actúan sobre este marco será el más desfavorable de los dos siguientes:

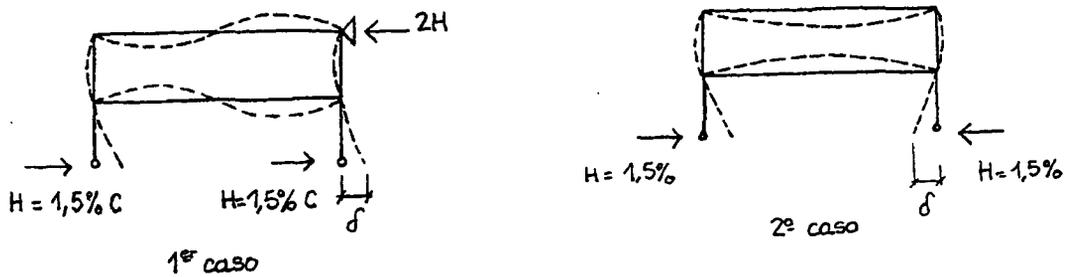


FIGURA 6.146

En el primer caso de carga se observa cómo el tablero de hormigón debe transmitir, por flexión en su plano horizontal, las cargas $2H$ que se generan en los diafragmas, al plano superior de la losa y a través de ella a los apoyos, mediante los diafragmas transversales dispuestos en dicha posición.

En el caso de que las vigas longitudinales estén muy separadas, se puede crear también el diafragma disponiendo la viga transversal conectada a la losa de hormigón.

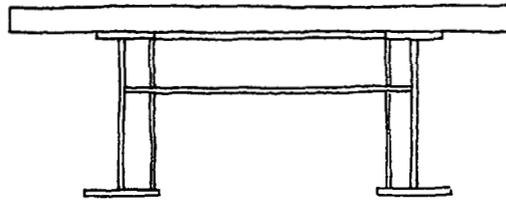


FIGURA 6.147

El esquema estructural de cálculo será:

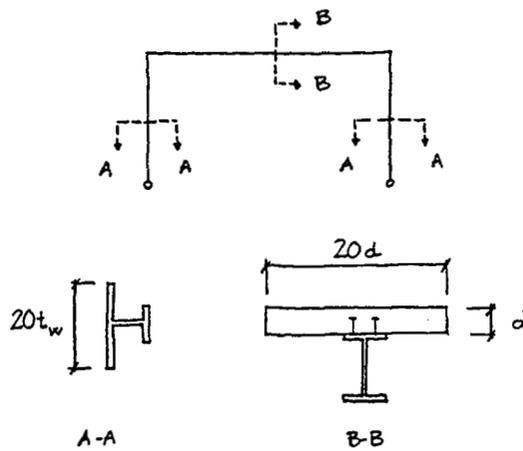


FIGURA 6.148

En todos los casos, para la determinación de la longitud de pandeo (en general, se trata de confirmar que para dicha longitud se puede tomar la distancia entre diafragmas transversales), se utilizará la expresión:

$$l_p = \pi \sqrt[4]{\frac{1}{4} E_a \cdot I_c \cdot a \cdot \delta} \leq a$$

El valor de l_p depende poco del valor de a , por lo que no tiene muchas ventajas, desde este punto de vista, reducir mucho su valor incrementando el número de diafragmas. Es más eficaz aumentar la rigidez del diafragma transversal, para reducir δ , o incrementar I_c , inercia transversal del ala comprimida.

Recordemos, también, que el valor de la distancia entre diafragmas, para que no sea necesario el cálculo de pandeo lateral (acero S355), es:

$$L_D \leq 0,2 \frac{\pi}{\sqrt{3}} b \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq 8,7 b$$

siendo b el ancho del ala comprimida.

Por otra parte, conviene que la distancia máxima entre diafragmas cumpla la condición:

$$L_D \leq 4 d$$

de la que se volverá a tratar en el apartado correspondiente.

La celosía es otra forma habitual en diafragmas de tableros biáxenos:

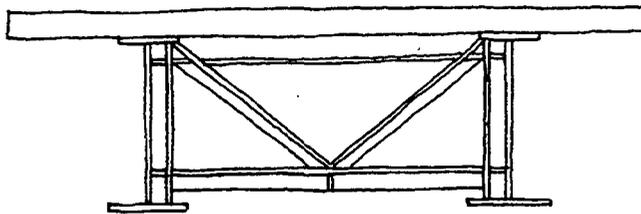


FIGURA 6.149

En estos casos, la condición de rigidez se suele cumplir sin más que limitar la esbeltez de los elementos que componen el diafragma triangulado plano, y es la condición de resistencia la que condiciona el dimensionamiento.

La comprobación de pandeo lateral puede ser determinante al analizar la estructura durante los procesos de construcción. Así, en el caso más simple de un tablero mixto isostático (figura 6.150) construido sin apear, el dimensionamiento del ala superior puede ser consecuencia del análisis de su comportamiento frente al pandeo lateral durante la fase de hormigonado, antes de que se produzca la conexión hormigón-acero. En estos casos suele ser preciso disponer de una celosía horizontal con capacidad para transmitir los esfuerzos horizontales generados en los diafragmas a los apoyos. (Estas celosías son provisionales y no son necesarias una vez ejecutada la losa de hormigón, que asumirá dicha función.)

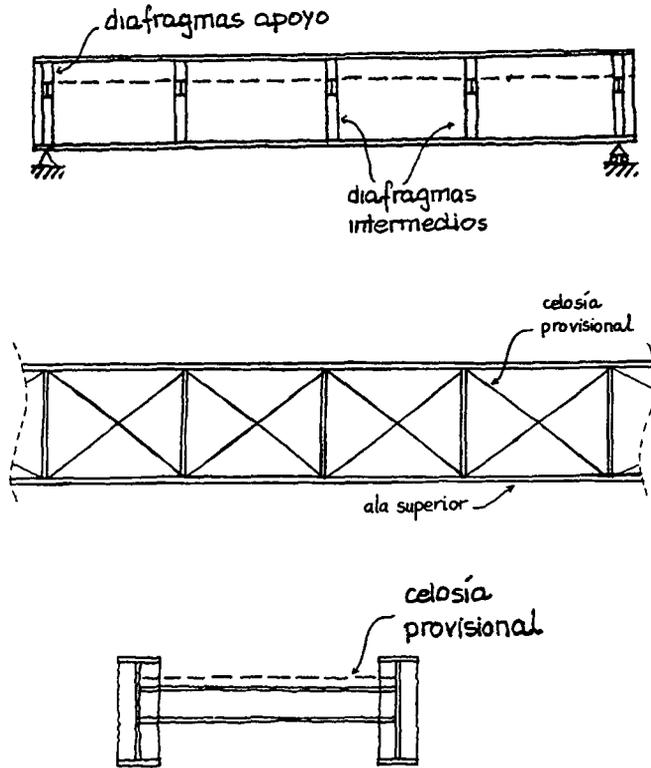
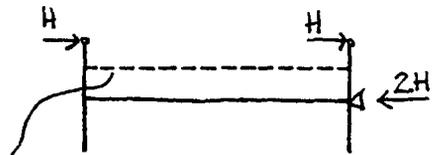


FIGURA 6.150

El esquema de verificación de la celosía será el siguiente:

Primera etapa: transmisión de las fuerzas H de las alas comprimidas al plano de la celosía.



plano de la celosía provisional integrando los diafragmas intermedios

FIGURA 6.151a)

Segunda etapa: transmisión de las fuerzas $2H$ situadas en la posición de los diafragmas transversales a los diafragmas de apoyo, a través de la celosía.

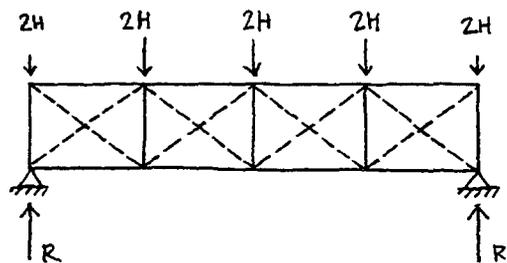


FIGURA 6.151b)

Tercera etapa: transmisión de las reacciones en los extremos de la celosía a los apoyos.

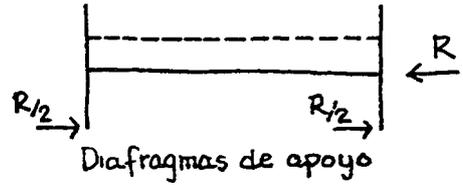


FIGURA 6.151c)

Antes se ha hecho referencia a diferentes opiniones sobre los valores que se deben considerar de H.

Realmente, el método de las imperfecciones equivalentes es el adecuado para abordar esta cuestión, pero existen discrepancias en la forma de llevarlo a la práctica y, por consiguiente, hay mucha dispersión en los resultados que se propugnan.

El caso que acabamos de considerar, el de un tablero bijáceno durante el proceso de construcción, sirve para ilustrar una interpretación del método coherente con lo que se expone en las Recomendaciones.

El esquema estructural para el estudio de la inestabilidad global de la estructura se puede representar de la siguiente forma:

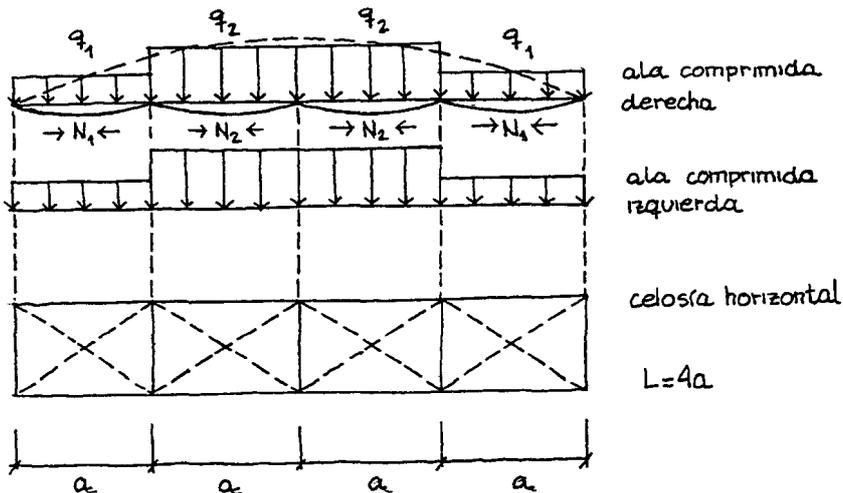


FIGURA 6.152

Cada tramo de ala comprimida estará solicitada por una compresión variable, que equivaldrá a una compresión intermedia de valor

$$N = N_{\max} \cdot \sqrt{C_1}$$

siendo:

C_1 el valor dado en la tabla 6.4.2 de las RPM-95

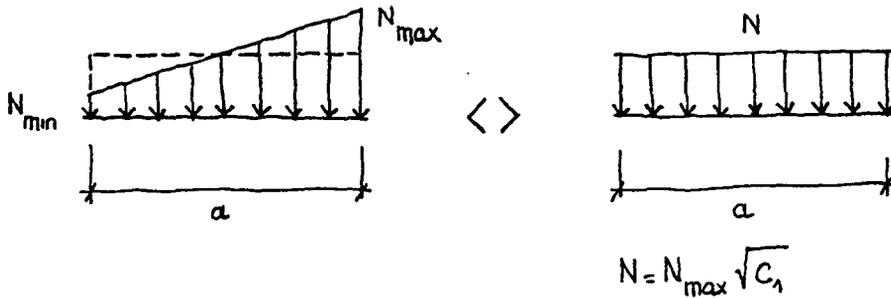


FIGURA 6.153

Suponiendo que los diferentes tramos de las alas comprimidas estén articulados, es posible que la imperfección equivalente al riesgo de pandeo esté caracterizada por una flecha inicial e_0 .

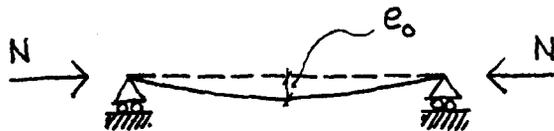


FIGURA 6.154

El valor de e_0 estará influido por la probabilidad de que todos los tramos de las dos alas comprimidas estén inicialmente deformados en la misma dirección. Para tenerlo en cuenta, y por tratarse de casos similares, se pueden aplicar los factores de corrección enunciados en el caso de pórticos, para tener en cuenta el número de tramos comprimidos en una misma columna y el número de columnas comprimidas en el plano de pandeo considerado.

Así, sería:

$$e_0 = e_{\text{ref}} \cdot k_c \cdot k_s \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{\text{cr}}}}$$

en donde:

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n_c}} \leq 1,0$$

siendo:

n_c número de alas comprimidas en el plano de pandeo considerado
($n_c = 2$, en este caso)

y:

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_s}} \leq 1$$

donde:

n_s número de tramos comprimidos en cada una de las alas comprimidas
($n_s = 4$, en este caso)

A estos efectos, se suele admitir generalizadamente que el valor de la deformación de referencia e_r es:

$$e_r = \frac{a}{500}$$

A este valor se puede llegar a partir de la expresión que figura en la formulación del pandeo:

$$e_r = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{W}{A}$$

Consideremos para ello que la distancia entre diafragmas sea la máxima que no exige tomar en consideración el pandeo:

$$a = 8,8 b \quad (\text{acero S355})$$

Tendremos:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \approx \frac{\lambda}{75}$$

siendo, en el caso considerado:

$$\lambda = \frac{a}{i} \approx \frac{8,8b}{0,30b} \approx 30$$

y: $\bar{\lambda} \approx 0,40$

como era de esperar, puesto que es la condición que se había impuesto.

Además:

$$\frac{W}{A} \approx \frac{1/6 \cdot b \cdot t^2}{b \cdot t} = \frac{b}{6} = \frac{a}{6 \cdot 8,8} \approx \frac{a}{50}$$

Por tanto:

$$e_r = \alpha (0,40 - 0,20) \frac{a}{50} = \alpha \frac{a}{250}$$

y, para $\alpha=0,49$:

$$e_r \approx \frac{a}{500}$$

Volviendo al caso que nos ocupa, tendremos:

$$k_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{2}} = 1,0$$

$$k_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{4}} = 0,67$$

El factor de amplificación será:

$$\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \approx \frac{1}{1 - \frac{0,7 N_y}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - 0,7 \bar{\lambda}^2} = \frac{1}{1 - 0,7 \cdot 0,4^2} = 1,12$$

luego, finalmente:

$$e_o = \frac{a}{500} \cdot 1,0 \cdot 0,67 \cdot 1,12 = \frac{a}{666}$$

y la carga transversal que habría que considerar será:

$$q_f = \frac{8 N \cdot e_o}{a^2} = \frac{1,2}{100} \cdot \frac{N}{a}$$

La reacción horizontal equivalente en cada diafragma valdrá, en consecuencia:

$$R = q_f \cdot a = \frac{1,2}{100} \cdot \left(\frac{N_1 + N_2}{2} \right)$$

siendo: N_1 y N_2 compresiones de los tramos de alas que confluyen en el diafragma.

Esta metodología puede ser de utilidad para abordar los diferentes casos de inestabilidad general que se presentan tanto durante el proceso de construcción como con el puente en servicio. Lógicamente, a los esfuerzos generados por la inestabilidad habría que añadir los debidos a las acciones exteriores como, por ejemplo, el viento. A ello, se hará referencia al tratar específicamente de los diafragmas en puentes metálicos y mixtos.

— Vigas de puentes mixtos sin diafragmas intermedios

En puentes mixtos de luces pequeñas, se puede contemplar la utilización de tableros continuos de vigas sin diafragmas intermedios.

Se trata de casos como el representado en la figura 6.155.

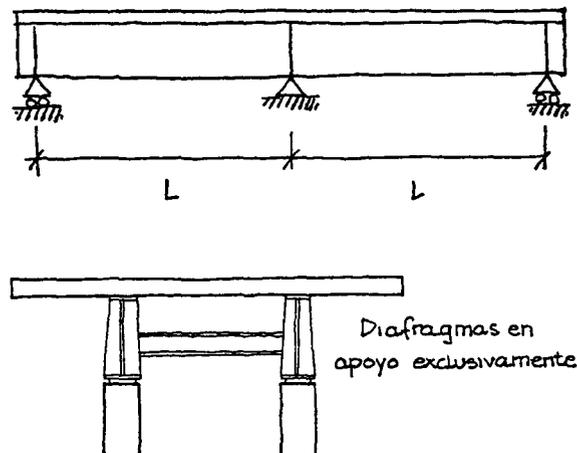


FIGURA 6.155

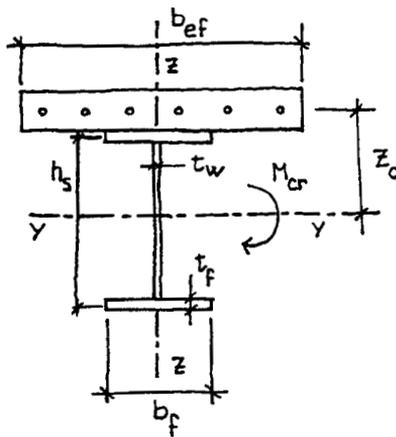
En estos casos, el momento crítico del pandeo lateral se determina mediante una expresión que tiene en cuenta los mecanismos de respuesta en torsión uniforme y no uniforme de la viga y, en el caso de tableros de estructura mixta, la coacción impuesta al desplazamiento transversal del cordón comprimido por el empotramiento del alma a través del ala conectada a la losa de hormigón.

La expresión general del momento crítico en estas condiciones, que se establece en las Recomendaciones RPX-95, es la siguiente:

$$M_{cr} = \frac{k_b \cdot C_4}{L} \left[\left(G_a \cdot I_{at} + k_s \frac{L^2}{\pi^2} \right) E_a \cdot I_{afz} \right]^{1/2}$$

en donde L es la distancia entre apoyos.

Los valores incorporados en esta expresión son los siguientes:



$$k_b = \frac{I_y / I_{ay}}{1 + \frac{h_s^2 / 4 + i_x^2}{e \cdot h_s}}$$

$$e = \frac{A \cdot I_{ay}}{A_a \cdot z_c (A - A_a)}$$

$$i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

$$I_{afz} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12}$$

FIGURA 6.156

Los valores de A e I_y son los de la sección compuesta supuesta fisurada y, los de A_a e I_{ay} , los de la parte metálica exclusivamente.

El factor k_c indicado corresponde a una sección metálica doblemente simétrica. Cuando las alas no son iguales, entonces hay que utilizar la expresión:

$$k_c = \frac{I_y / I_{ay}}{\frac{z_f^2 + i_x^2}{e \cdot h_s} + \frac{z_f - z_j}{0,5 h_s}}$$

siendo:

$$z_f = h_s \cdot \frac{I_{afz}}{I_z}$$

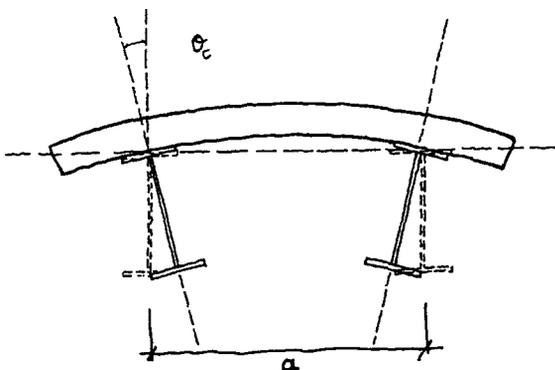
$$z_j = z_s - \int_A \frac{z(y^2 + z^2)}{2 I_{ay}} \cdot dA$$

que, cuando $I_{afz} > 0,5 I_{az}$, se puede tomar como:

$$z_j = 0,4 h_s \left(\frac{2 I_{afz}}{I_{az}} - 1 \right)$$

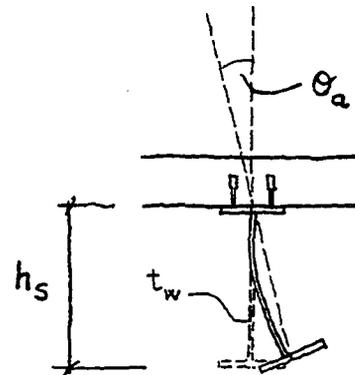
La rigidez k_s es la del marco transversal constituido por el alma de las vigas metálicas y la losa, supuesta fisurada.

$$\frac{1}{k_s} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}$$



$$k_1 = \alpha \frac{E_{cm} \cdot I_c}{a}$$

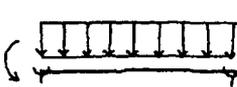
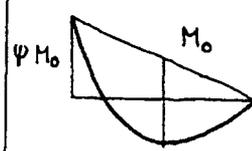
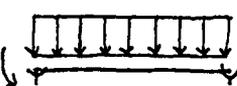
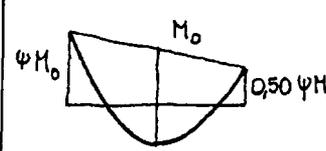
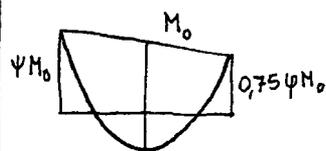
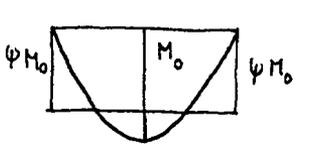
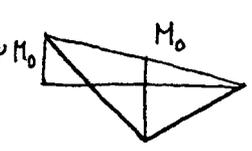
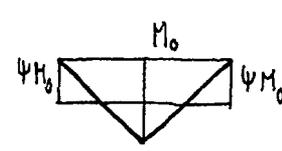
$\alpha = 2,0$ tableros con dos vigas
 $\alpha = 4,0$ losas continuas



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

FIGURA 6.157

El factor C_4 , que tiene en cuenta las leyes de momentos a lo largo de la viga, queda reflejado en la tabla siguiente.

VALORES DEL FACTOR C_4 , PARA VIGAS CARGADAS TRANSVERSALMENTE						
Tipo de carga y condiciones de apoyo	Diagrama de momentos flectores	C_4				
		$\psi = 0,50$	$\psi = 0,75$	$\psi = 1,00$	$\psi = 1,25$	$\psi = 1,50$
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6
		12,7	9,8	8,6	8,0	7,7

Aplicaremos el método al ejemplo planteado por Roik et. al. (Stahlbau 59, 1990, H-11).

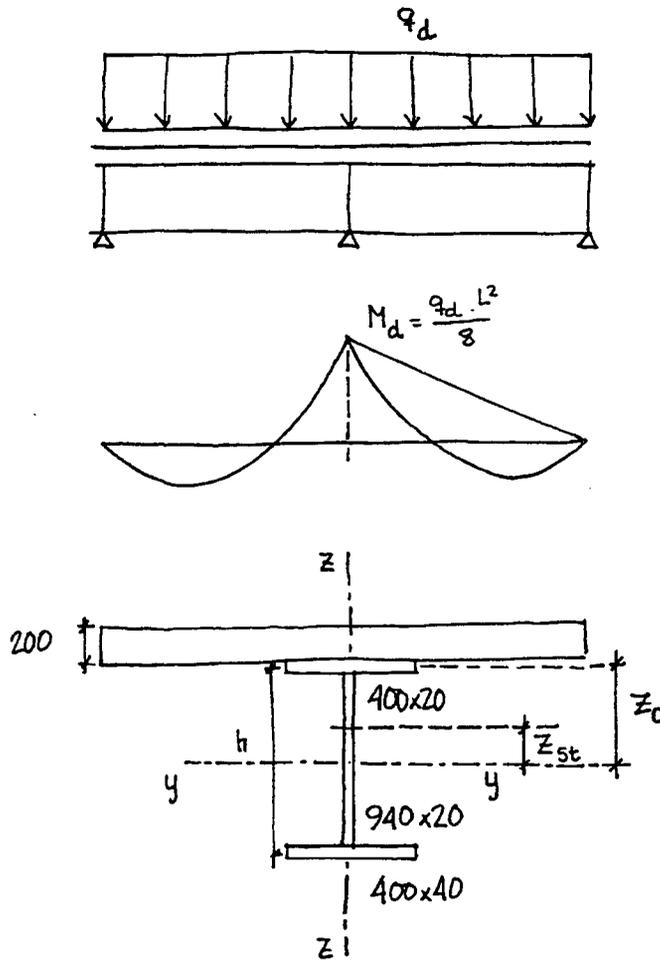


FIGURA 6.158

• **Características de la estructura:**

- L = 24.000 mm
- $C_4 = 24,5$ ($\psi = 1,0$)
- G = 81.000 N/mm²
- $E_a = 210.000$ N/mm²
- $E_{cm} = 32.000$ N/mm²

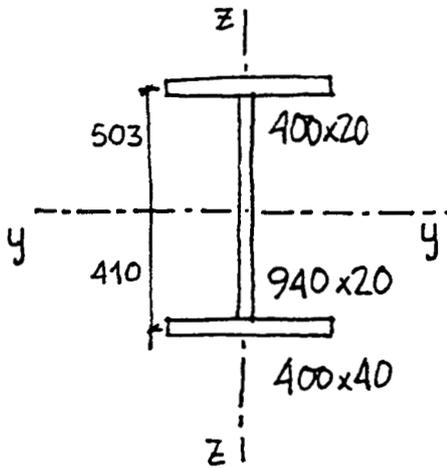


FIGURA 6.159a

$$A_a = 400 \cdot 20 + 940 \cdot 20 + 400 \cdot 40 = 4.280 \text{ mm}^2$$

$$x_g = 583 \text{ mm}$$

$$h_s = 970 \text{ mm}$$

$$I_{ay} = 6,65 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{az} = \frac{1}{12} (20 + 40) (400)^3 = 0,32 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{afz} = \frac{1}{12} 40 \cdot 400^3 = 0,213 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{aT} = \frac{1}{3} \left[400 (20)^3 + 940 (20)^3 + 400 (40)^3 \right] = 12,1 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

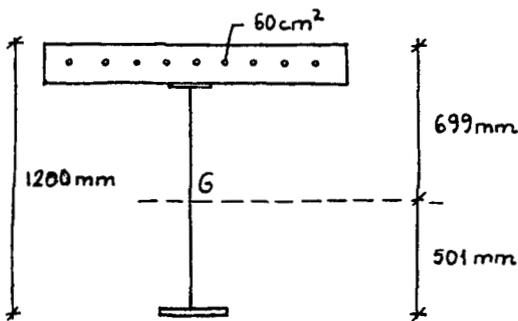


FIGURA 6.159b)

$$A = 42.800 + 6.000 = 48.800 \text{ mm}^2$$

$$x_g = 699$$

$$I_y = 6.000 \cdot 599^2 + 6,65 \cdot 10^9 + 42.800 \cdot 84^2 = 9,10 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{6,65 \cdot 10^9 + 0,32 \cdot 10^9}{42.800}} = 403 \text{ mm}$$

$$z_s = \frac{40}{40 + 20} \cdot 970 - (583 - 10) = 73,4 \text{ mm}$$

$$z_j = 0,4 \cdot 970 \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,213 \cdot 10^9}{(0,32 \cdot 10^9)^{-1}} \right) = 129 \text{ mm}$$

$$z_f = 970 \cdot \frac{0,213 \cdot 10^9}{0,32 \cdot 10^9} = 647 \text{ mm}$$

$$z_c = 583 + 100 = 683 \text{ mm}$$

$$e = \frac{48.800 \cdot 6,65 \cdot 10^9}{42.800 \cdot 683 \cdot 6.000} = 1.850 \text{ mm}$$

$$k_b = \frac{(970 \cdot 9,10 \cdot 10^9) / (6,65 \cdot 10^9)}{\frac{647^2 + 403^2 + 73,4^2}{1850} + 2(746 - 129)} = \frac{1.328}{1.301} = 0,98$$

• **Obtención de k_s**

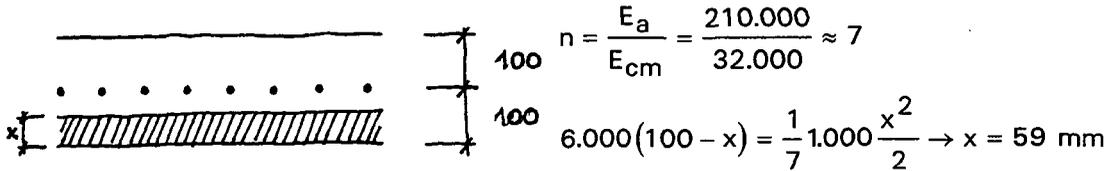


FIGURA 6.159c)

$$n = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210.000}{32.000} \approx 7$$

$$6.000(100 - x) = \frac{1}{7} \cdot 1.000 \frac{x^2}{2} \rightarrow x = 59 \text{ mm}$$

$$A = 6.000 + \frac{1}{7} \cdot 1.000 \cdot 59 = 14.428 \text{ mm}^2$$

$$x_6 = 200 \cdot 59 = 141 \text{ mm}$$

$$I_c = 6.000(141 - 100)^3 + \frac{1}{12} \frac{1.000}{7} (59)^3 + 8.428 (170,5 - 141)^2 = 19,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$k_1 = \frac{2 \cdot 210 \cdot 19,8 \cdot 10^6}{4.500 \cdot 1.000 \text{ mm}} = 3.708 \text{ kN mm / mm}$$

$$k_2 = \frac{210.000 \cdot 20^3}{4 \left(1 - 0,3^2\right) \cdot 970 \cdot 1.000} = 476 \text{ kN mm / mm}$$

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = 421 \text{ kN mm / mm}$$

$$M_{cr} = \frac{0,98 \cdot 24,5}{24.000} \left[\left(81 \cdot 12,1 \cdot 10^6 + \frac{421 \cdot 24.000^2}{\pi^2} \right) 210 \cdot 213 \cdot 10^6 \right]^{\frac{1}{2}} =$$

$$= \frac{0,98 \cdot 24,5}{24.000} \left[\left(980 \cdot 10^6 + 24.595 \cdot 10^6 \right) 210 \cdot 213 \cdot 10^6 \right]^{\frac{1}{2}} = 33.862 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

El valor del momento resistente de la sección, que dadas sus características se puede determinar mediante un cálculo plástico, es igual a 5.570 kN·mm.

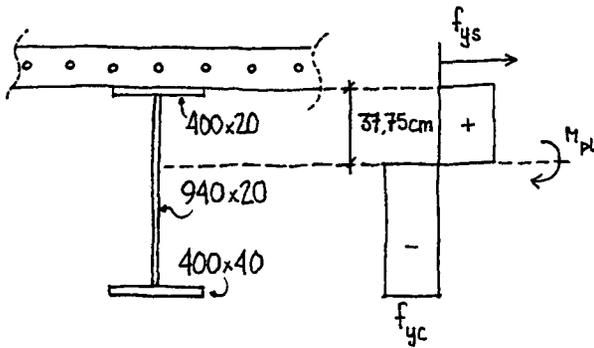


FIGURA 6.159d)

Por tanto:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{5.570}{33.862}} \approx 0,40$$

luego, el pandeo lateral no limita la capacidad portante de la sección.

Conviene hacer algunas observaciones sobre el ejemplo que se ha desarrollado porque ello contribuirá a comprender mejor el mecanismo de comportamiento que se esconde en la prolija formulación de estos casos.

- El término GI_{AT} correspondiente a la torsión uniforme ($980 \cdot 10^6$) es mucho más pequeño que le debido a la torsión no uniforme ($24.595 \cdot 10^6$) y, por tanto, es prácticamente despreciable. El mecanismo de respuesta es el correspondiente al pandeo del ala comprimida con el desplazamiento transversal coaccionado por la rigidez del marco constituido por el alma de la viga y la losa de hormigón entre ellas.
- La rigidez de la losa de hormigón (3.708 kN mm/mm) es muy superior a la rigidez del alma de la viga (476 kN mm/mm), a pesar de haberla considerado fisurada en toda su longitud y de haber dispuesto un alma muy robusta ($t_w = 20 \text{ mm}$; $h_s/t_w \approx 50$). Con frecuencia, la consideración de la losa de hormigón como infinitamente rígida, de manera que $k_s = k_2$, suele dar resultados muy aproximados.
- La eficiencia de la sección, desde el punto de vista del pandeo lateral, está muy influenciada por I_{az} , esto es, por la inercia respecto al plano del alma del ala comprimida. Desde este punto de vista, hubiese sido más ingenieril plantear un ala comprimida más ancha y de menor espesor, 530×30 , por ejemplo, en lugar de la prevista de 400×40 .
- Considerando solamente la parte de la torsión uniforme y aceptando como infinita la rigidez relativa de la losa de hormigón, la expresión general se transforma en:

$$M_{cr} = \frac{k_b \cdot C_4}{L} \sqrt{k_2 \cdot \frac{L^2}{\pi^2} \cdot E_c \cdot I_{afz}}$$

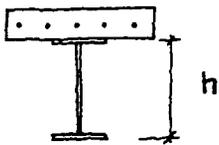
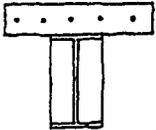
es decir:

$$M_{cr} = \frac{k_b \cdot C_4}{\pi} \sqrt{k_2 \cdot E_c \cdot I_{afz}}$$

que tiene un formato similar al deducido por Engesser para la carga crítica de pandeo de un soporte coaccionado por un medio elástico continuo. Esto pone de manifiesto que, también en este caso, el pandeo lateral es equivalente al pandeo por compresión del ala comprimida en la zona de apoyos, siendo el valor del coeficiente de muelle, el correspondiente a la flexión transversal del alma de la viga. El valor de k_b suele ser próximo a la unidad y el de C_4 tiene en cuenta la distribución de momentos y, por tanto, de compresiones en las alas y la coacción que supone también a la flexión transversal del ala, la existencia del tramo contiguo traccionado.

Siguiendo por el camino de las simplificaciones, se pueden llegar a establecer, conservadoramente, los límites que acotan el riesgo de pandeo lateral y que evitan, si se cumplen, proceder a cálculos detallados.

A este respecto, se recogen a continuación algunas secciones características que están eximidas de dichos cálculos si el canto h del perfil no supera los valores indicados.

	Perfiles tipo	$f_y \leq$	
		240 N/mm ²	360 N/mm ²
	IPE	600	400
	HEA	800	650
	HEB	900	700
	$h \leq 1000$ mm		

6.5 RIGIDIZADORES

6.5.1 Introducción

Los rigidizadores son elementos esenciales en el comportamiento de las almas de las vigas y de las almas y alas rigidizadas de las secciones en cajón.

En general, suponen un porcentaje pequeño del peso total de la estructura (frecuentemente inferior al 10%), aunque su repercusión en el coste será superior debido a las dificultades y, por consiguiente, al tiempo consumido en la ejecución de soldaduras. Por otra parte, es en las uniones entre rigidizadores y de éstos con las almas y las alas a las que se unen, donde se suelen producir puntos de concentración de tensiones que pueden ser origen de fisuras por fatiga y pueden limitar la capacidad resistente del elemento estructural afectado. La elección del material está también influida por las concentraciones de tensiones que se pueden producir. Hay que señalar, asimismo, que los procesos de soldadura de los rigidizadores pueden generar tensiones residuales muy significativas que afectarán -sin que sea posible cuantificarlo en general- al comportamiento de la estructura. Cuando no se generan tensiones residuales porque los movimientos de las piezas no están coaccionadas, entonces los procesos de soldadura pueden producir deformaciones indeseables y, a veces, inaceptables, en la geometría del elemento que se está conformando, lo que obliga a tomar diversas medidas (contraflechas, por ejemplo) para que, tras la soldadura, la geometría de la pieza se encuentre dentro de los márgenes definidos por las tolerancias geométricas.

Desde el punto de vista del comportamiento mecánico, las Recomendaciones pretenden dimensionar los rigidizadores, tanto longitudinales como transversales, para que tengan la rigidez adecuada y puedan contribuir a transmitir los esfuerzos que los solicitan, evitando, para ello, los riesgos de pandeo torsional y los de inestabilidades locales en las almas o alas de los rigidizadores.

Con tal finalidad, en las Recomendaciones se establecen, en primer lugar, unos criterios de buena práctica constructiva que evitarán los riesgos citados, limitando las esbelteces generales y locales de los rigidizadores para, a continuación, definir criterios para las comprobaciones de rigidez y de resistencia de los diferentes casos que se plantean en la práctica. Estos criterios facilitan, también, el predimensionamiento de los rigidizadores.

6.5.2 Condiciones geométricas recomendadas para los rigidizadores más habituales

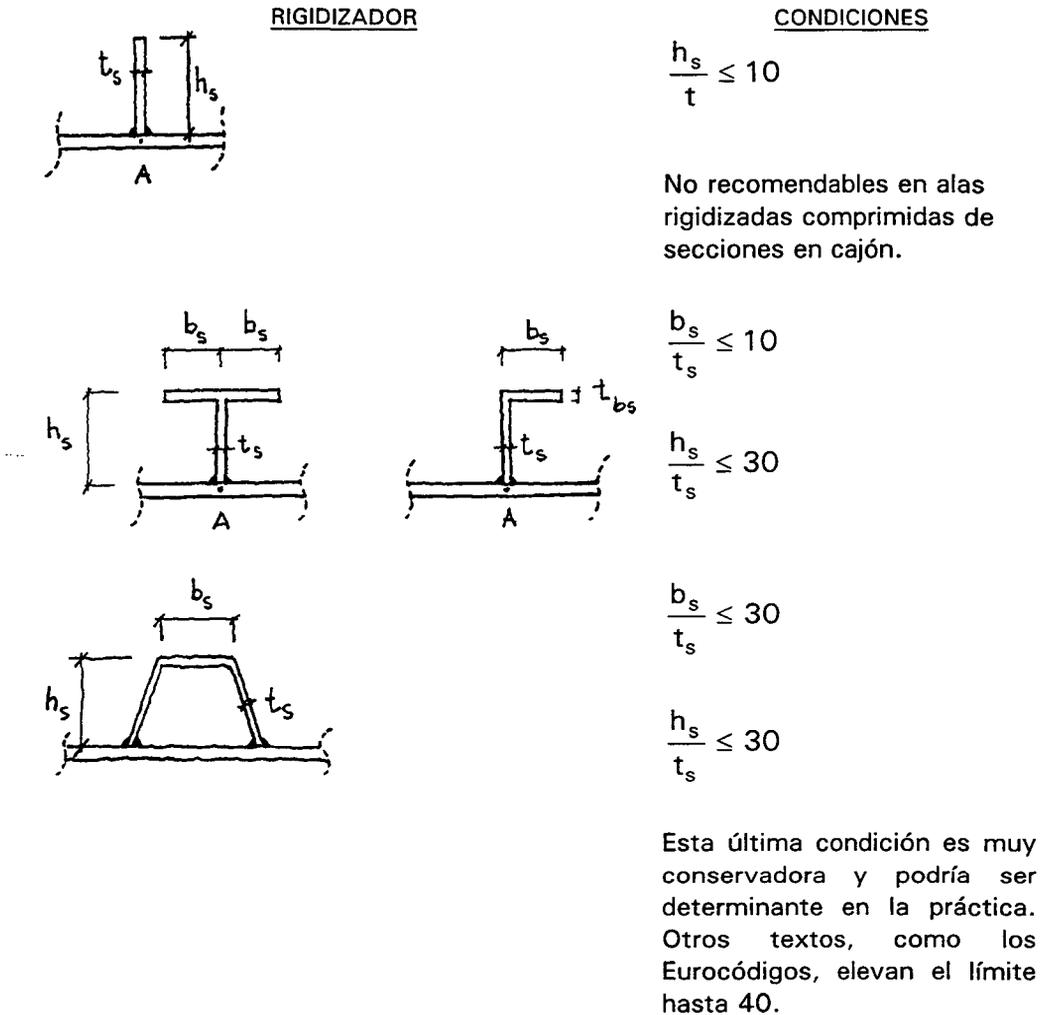


FIGURA 6.160

6.5.3 Verificación del pandeo por torsión de rigidizadores abiertos

La expresión general del pandeo por torsión, considerando como eje de giro el punto A de encuentro del alma del rigidizador con el alma o ala de la sección metálica, viene dada (ver, por ejemplo, Timoshenko) por la expresión:

$$\sigma_{cr} = \frac{I}{I_o} \left[\frac{\pi^2 E}{L} \cdot I_\omega + GI_T \right]$$

que, una vez más, comprende dos sumandos: el correspondiente a la torsión uniforme, GI_T , y la parte correspondiente a la torsión no uniforme (en la que interviene la inercia al alabeo I_ω , supuesto en A el eje de giro torsional).

Para los rigidizadores planos, $I_\omega = 0$:

$$I_T = \frac{1}{3} h_s \cdot t_s^3$$

$$I_o = I_x + I_y \approx \frac{1}{3} h_s^3 \cdot t_s$$

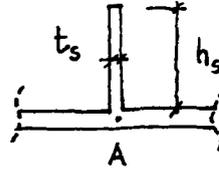


FIGURA 6.161

Luego:

$$\sigma_{cr} = G \left(\frac{t_s}{h_s} \right)^2$$

que es la expresión que figura, por ejemplo, en la BS 5400, Parte 3.

Para los rigidizadores en T o en Γ , despreciando la contribución del término de la torsión uniforme y considerando un factor de 2 para tener en cuenta la favorable influencia, no explícitamente contemplada, de la chapa de fondo, tendremos:

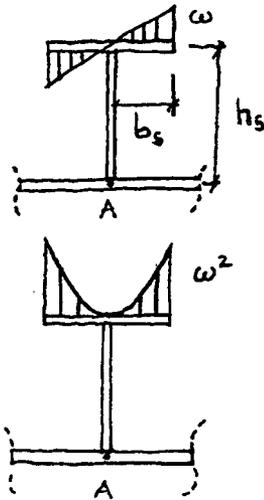
$$\sigma_{cr} = \frac{2 \pi^2 \cdot E}{L^2} \cdot \frac{I_\omega}{I_o}$$

es decir:

$$\varepsilon_{st} = \frac{2 \pi^2}{L^2} \cdot \frac{I_\omega}{I_o}$$

siendo L la distancia entre puntos de apoyo del rigidizador (en el caso de los rigidizadores longitudinales, será la distancia entre los transversales).

En el caso del rigidizador en T, la inercia al alabeo será:



$$I_w = \oint \omega^2 \cdot t_s \cdot ds$$

$$\omega = h_s \cdot b_s$$

$$I_w = 2 \frac{1}{3} (b_s \cdot h_s)^2 \cdot b_s \cdot t_{bs} = \frac{2}{3} b_s^3 \cdot h_s^2 \cdot t_{bs}$$

FIGURA 6.162

La inercia polar I_o será en este caso:

$$I_o = I_x + I_y \approx 2b_s \cdot t_{bs} \cdot h_s^2 + \frac{1}{12} (2b_s)^3 \cdot t_{bs} = 2b_s \cdot t_{bs} \left(h_s^2 + \frac{1}{3} b_s^2 \right)$$

Con estos valores y haciendo $\alpha = \frac{h_s}{b_s}$ se llega al valor:

$$\sigma_{cr} = \frac{2\pi^2 \cdot E}{3L^2} \cdot \frac{\alpha^2 \cdot b_s^2}{\alpha^2 + \frac{1}{3}}$$

Si hubiéramos considerado solamente el ala, de ancho $2b_s$, como un soporte comprimido, tendríamos:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{L^2} \cdot \frac{\frac{1}{12} \cdot (2b_s)^3 \cdot t_{bs}}{2b_s \cdot t_{bs}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{3L^2} \cdot b_s^2$$

como $\alpha^2 / (\alpha^2 + \frac{1}{3})$ suele estar en el entorno de 1, en muchas aplicaciones prácticas el contraste de las dos expresiones pone de manifiesto la necesidad de un coeficiente corrector, que en las Recomendaciones se ha tomado como 2.

Otro método de control alternativo será aplicar la fórmula general de Engesser, considerando como valor de la rigidez la correspondiente a la flexión transversal del alma del rigidizador y de la chapa a la que va asociada.



FIGURA 6.163

A partir del valor ε_{st} así calculado, que es el valor de la tensión crítica de pandeo torsional, el procedimiento es análogo al que se utiliza en la verificación de cualquier soporte:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{st}}} \rightarrow \chi \quad (\text{para } \alpha = 0,49)$$

$$\varepsilon_{Sd} \leq \chi \frac{\varepsilon_y}{\gamma_M}$$

siendo ε_{Sd} la deformación unitaria en el centro de gravedad del rigidizador debida a las acciones mayoradas (E.L.U.) que solicitan a la chapa rigidizada.

6.5.4 Condiciones de esbeltez geométrica global de los rigidizadores

Es recomendable, y ayuda a predimensionar la estructura, el hecho de que la esbeltez global de los rigidizadores cumpla las siguientes condiciones:

- *Rigidizadores longitudinales y transversales del alma de secciones en I*

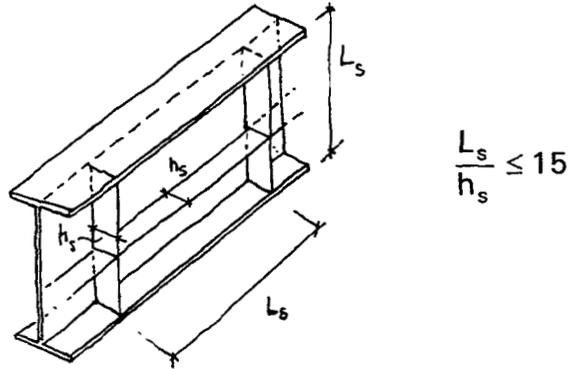


FIGURA 6.164

- *Rigidizadores transversales del alma y del ala de secciones en cajón*

$$\frac{L_s}{h_s} \leq 15$$

- *Rigidizadores longitudinales del ala de chapas rigidizadas de secciones en cajón*

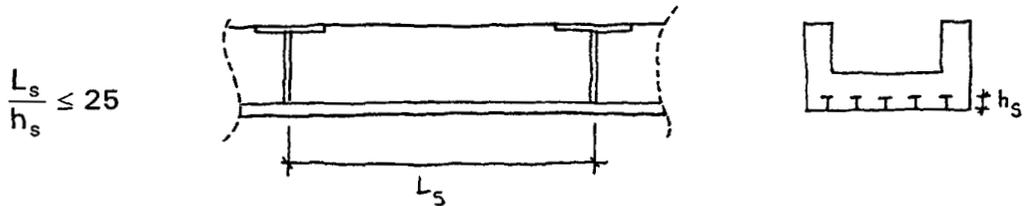


FIGURA 6.165

En este último caso, el método de cálculo de la capacidad resistente de una chapa rigidizada comprimida, con el modelo de soporte equivalente, permite tomar en consideración explícitamente la esbeltez del rigidizador, por lo que se admiten esbelteces globales (hasta 25) superiores a los otros casos, en los que la evaluación de la eficacia del rigidizador depende menos explícitamente de su esbeltez. Su capacidad resistente, sin embargo, se reduce mucho al aumentar su esbeltez, en particular cuando la esbeltez de la chapa entre rigidizadores se aproxima también a los límites recomendables.

6.5.5 Esbeltez de la chapa entre rigidizadores longitudinales

En el capítulo correspondiente a los E.L.S. al tratar del estado límite de deformaciones del alma, se establecieron unas esbelteces entre rigidizadores longitudinales y de éstos con las alas. Recordemos los criterios allí establecidos:

- a) La distancia b_1 entre el ala comprimida de un cajón o una viga que no esté en contacto con la losa de hormigón de los puentes mixtos y el rigidizador longitudinal más próximo cumplirá la condición:

$$\frac{b_1}{t} \leq 50 \sqrt{\frac{f_y}{355}}$$

- b) La distancia b_1 entre dos rigidizadores longitudinales contiguos, cumplirá la condición:

$$\frac{b_1}{t} \leq 80 \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{i,max}}}$$

siendo:

$\sigma_{i,max}$ máxima tensión de compresión en el subpanel, entre los dos rigidizadores considerados, determinado para la combinación poco frecuente en el E.L.S.

Por otra parte, para las chapas rigidizadas comprimidas, la esbeltez máxima recomendada es:

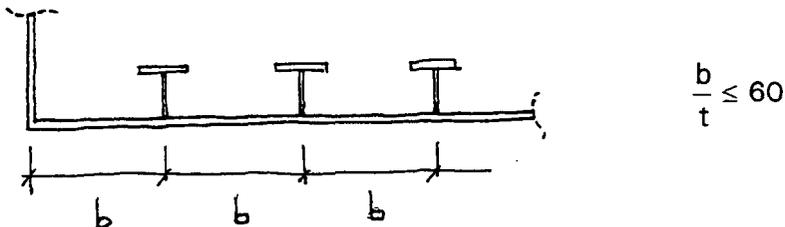


FIGURA 6.166

Si la chapa rigidizada está en tracción:

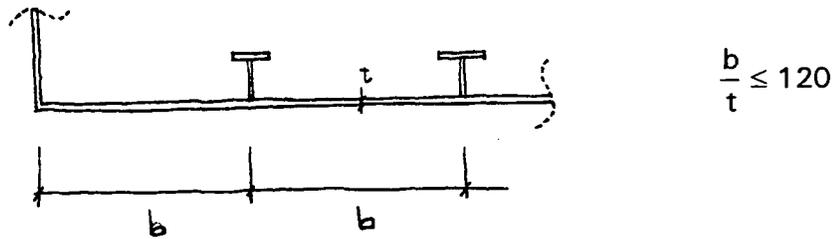


FIGURA 6.167

6.5.6 Rigidizadores cerrados en losas ortótropas

La losa ortótropa es una solución frecuentemente utilizada en los tableros de puentes metálicos, en los que la reducción de peso propio compensa el sobrecoste de este tipo de soluciones, que suele repercutir del orden de 150 kg/m² en las cuantías de acero del tablero.

Todas las soluciones que se utilizan son muy similares. La geometría de los rigidizadores suele ser muy parecida y se fabrican por doblado de chapa de 6 u 8 mm de espesor, siendo el radio mínimo de doblado de 25 mm. En las Recomendaciones se sugieren unas geometrías determinadas, que favorecen la industrialización de su fabricación y que abarcan el rango habitual de alturas: entre 200 y 350 mm. Se suelen fabricar con el mismo tipo de acero que el de la chapa de tablero.

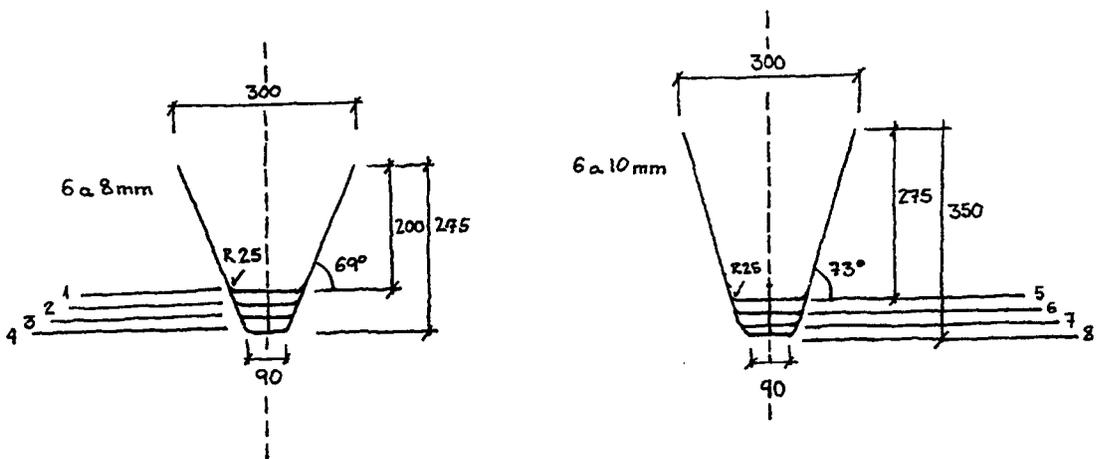


FIGURA 6.168 Perfiles de acero S 235 conformados en frío

La chapa del tablero debe tener rigidez suficiente para evitar los problemas originados por las deflexiones en los revestimientos ligeros sobre los que discurrirá el tráfico.

Generalmente se consideran como dimensiones adecuadas, las reflejadas en la figura 6.169.

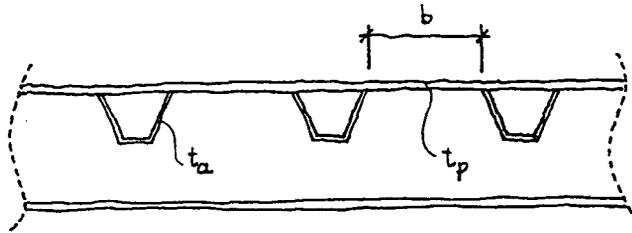


FIGURA 6.169

- $t_a \geq 6 \text{ mm}$ (los valores más frecuentes son de 6 mm para los rigidizadores del tipo 1 y de 8 mm para los del tipo 2)
- $t_p \geq 12 \text{ mm}$ (12 mm es el espesor más habitual)
- $b/t_p = 25 \text{ mm}$ (equivale a una separación de 300 mm cuando la chapa es de 12 mm)

Los detalles constructivos de esta tipología estructural son muy importantes para facilitar su construcción y mitigar los riesgos de fisuración por fatiga, que se manifiestan con relativa frecuencia. En publicaciones especializadas se facilitan algunos detalles característicos que exigen, por otra parte, una cuidadosísima ejecución.

Con las dimensiones sugeridas, la verificación de plastificaciones localizadas en E.L.S. es la determinante, mientras que la capacidad resistente última de la chapa rigidizada suele ser ampliamente suficiente.

Con los tipos de rigidizadores recomendados (que figuran en la tabla siguiente), tampoco suelen existir problemas en servicio, aunque hay que efectuar los cálculos de detalles, en los que se observa la gran influencia del efecto local del carro al que hay que sumar las tensiones provocadas por la flexión general debida a las cargas uniformemente repartidas.

Rigidizadores longitudinales		Distancia máxima entre rigidizadores transversales L_T [mm]
TIPO 1	1	3.200
	2	3.400
	3	3.600
	4	3.800
TIPO 2	5	3.800
	6	4.000
	7	4.200
	8	4.400

La verificación en fatiga es también otra comprobación que puede ser determinante.

6.5.7 Dimensionamiento de rigidizadores

6.5.7.1 Introducción

La presencia de rigidizadores en chapas esbeltas mejora su capacidad resistente y, para ello, al igual que se ha ido manifestando en elementos de arriostramiento de soportes comprimidos, deben tener rigidez suficiente, así como capacidad para transmitir las cargas que se generan como consecuencia de su tarea estabilizadora, además de otras cargas que pueden estar directamente aplicadas.

El concepto de rigidez en estos elementos se puede recordar planteando el modelo de placa apoyada en cuatro bordes y comprimida en dos de ellos, con un rigidizador situado en el centro de la placa en la dirección de la compresión.

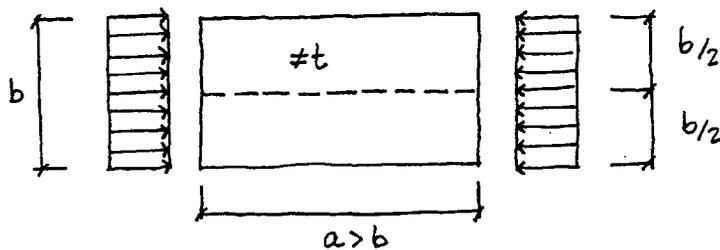


FIGURA 6.170

Los dos modos posibles de deformación son:

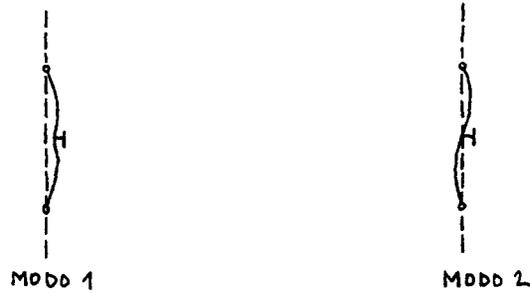


FIGURA 6.171

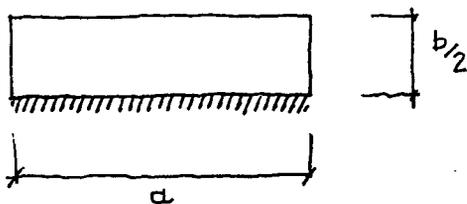
En el modo 1, la capacidad de la placa dependerá de la deformabilidad transversal del rigidizador y variará entre los dos extremos siguientes:

$$N_{cr} = 4 \cdot 0,9E \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

$$N_{cr} = k \cdot 0,9E \left(\frac{t}{b/2} \right)^2 = 4k \cdot 0,9E \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

El primer valor corresponde a una gran deformabilidad del rigidizador.

El segundo valor se incrementará, por una parte, debido a la reducción práctica de la anchura de la placa a $b/2$ y, por otra, a que se produciría un efecto de empotramiento junto al rigidizador.



Sin embargo, el valor de la carga crítica no podrá ser superior al valor:

$$N_{cr} = 4 \cdot 0,9E \left(\frac{t}{b/2} \right)^2 = 16 \cdot 0,9E \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

FIGURA 6.172

que es el límite que establece el segundo modo de pandeo, en el que los cuatro apoyos del sub-panel estarán apoyados.

Esquemáticamente, estos comportamientos están representados en el gráfico siguiente, en el que I_s representa la inercia del rigidizador.

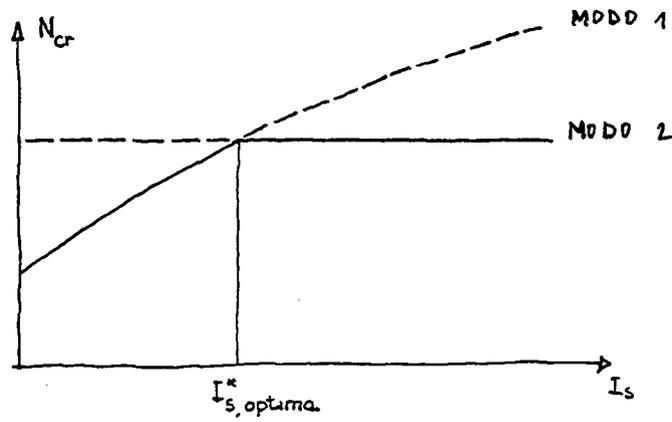


FIGURA 6.173

Según este planteamiento teórico, que corresponde a una pieza ideal, no existiría ventaja en incrementar la inercia más allá de un valor I_s^* que será, por tanto, el óptimo.

En otras posiciones no es posible conseguir que, como en el caso anterior, el rigidizador se mantenga recto. Así sucede cuando su posición no es centrada.

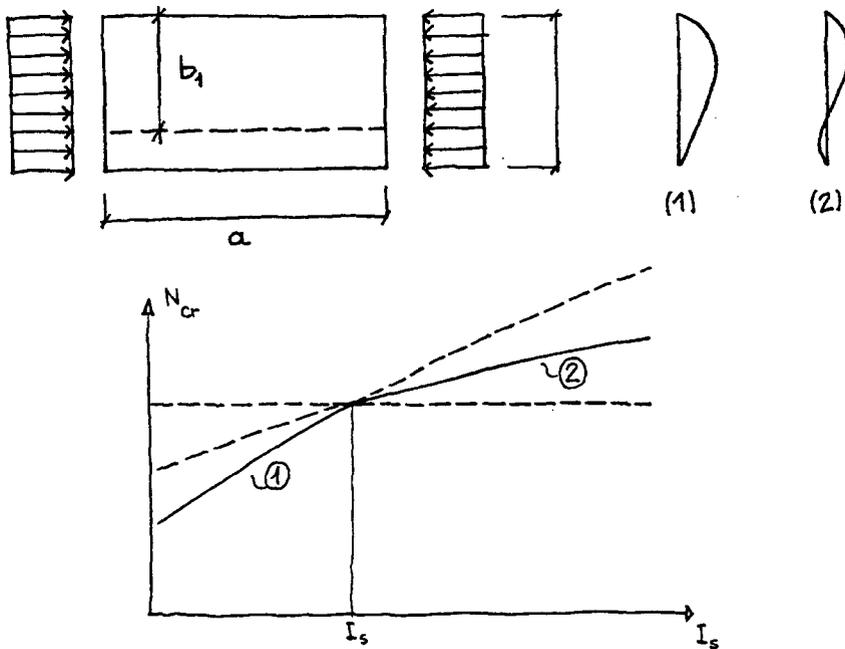


FIGURA 6.174

Para un determinado valor de I_s^* , se logra que la carga crítica de los dos modos posibles de pandeo se igualen. Pero, en ambas configuraciones, la carga crítica aumenta, aunque ligeramente, a medida que aumenta la inercia del rigidizador.

En vista de ello, la definición de la inercia de los rigidizadores se basa en la determinación del valor de I_s , en el que la carga crítica del panel concreto es igual a la carga crítica del sub-panel más desfavorable, supuesto simplemente apoyado en sus cuatro bordes.

En las Recomendaciones se plantean los coeficientes que tienen en cuenta las imperfecciones geométricas de la pieza, de los materiales que la constituyen y las tensiones residuales generadas en los procesos de soldadura.

El formato con el que se trata en las Recomendaciones los diferentes tipos de rigidizadores es el siguiente:

1º) *Rigidizadores transversales de almas de vigas sin rigidizadores longitudinales:*

Rigidizadores intermedios
Rigidizadores de apoyo

2º) *Rigidizadores de almas de vigas con rigidizadores longitudinales y transversales:*

Rigidizadores longitudinales	condiciones de rigidez condiciones de resistencia
Rigidizadores transversales	intermedios apoyos

3º) *Rigidizadores en alas comprimidas:*

Rigidizadores longitudinales	sin cargas transversales con cargas transversales
Rigidizadores transversales	

Para cada uno de los diferentes tipos de rigidizadores se plantean, como se ve a continuación, las condiciones que deben cumplir en cuanto a rigidez y las cargas para las que deben ser dimensionados (condición de resistencia).

6.5.7.2 Rigidizadores transversales de almas de vigas sin rigidizadores longitudinales

— Esquema estructural

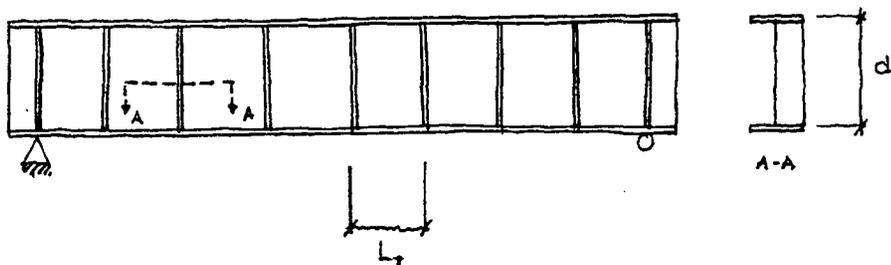
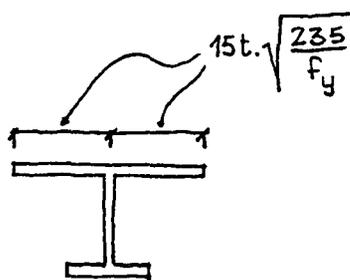


FIGURA 6.175

— Condición de rigidez de los apoyos intermedios

La inercia de la sección que representa al rigidizador, y que incorpora una anchura de alma de $30t\sqrt{235/f_y}$, será tal que:



$$I_T \geq k_t \cdot \gamma_T^* \frac{d \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)}$$

además:

$$I_T \geq 1,5 \left(\frac{d}{50} \right)^4$$

FIGURA 6.176

Los valores de γ_T serán función de $\frac{L_T}{d}$, siendo L_T la distancia entre rigidizadores, que se puede tomar como el valor medio de los valores de L_T a ambos lados del rigidizador que se está considerando:

$$\gamma_T^* = \frac{21}{(L_T/d)} - 15 \left(\frac{L_T}{d} \right) \leq 6$$

$\frac{L_T}{d}$	0,50	0,75	≥ 1
γ_T^*	34,5	16,76	6

Por otra parte, el valor de k_t depende de la esbeltez d/t_w del alma, con los valores representados en el gráfico siguiente.

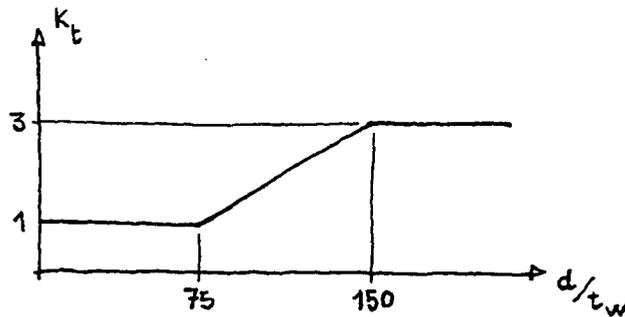


FIGURA 6.177

La condición:

$$I_T \geq 1,5 \left(\frac{d}{50} \right)^3$$

suele ser en general determinante cuando la esbeltez del alma d/t_w supera el valor de 100.

— Condición de resistencia

Se verificará la capacidad resistente del rigidizador asimilándolo a un soporte biarticulado, de altura $0,80 d$, y con una sección transversal constituida por el propio rigidizador más una parte de la chapa del alma $\left(2 \cdot 10 t_w \sqrt{235/f_y} \right)$.

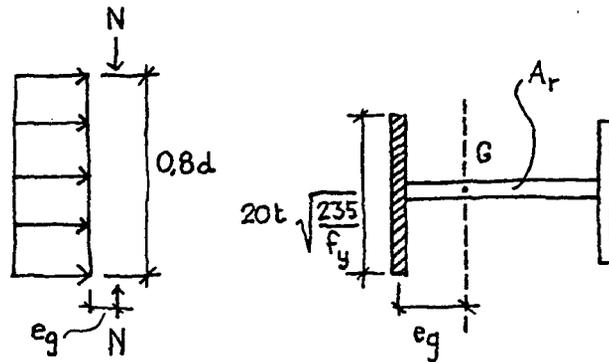


FIGURA 6.178

El esfuerzo de compresión $N = N_{ed} + N_T$, para el que hay que comprobar el soporte ficticio que representa al rigidizador, será la suma de los siguientes:

- a) de los esfuerzos directamente aplicados N_{ed} , por ejemplo cuando el rigidizador forma parte de un marco transversal. Como valor mínimo se puede tomar el que corresponde al que transmite una de las ruedas del carro, es decir:

$$N_{ed} \geq 1,5 \cdot 100 \text{ kN} = 150 \text{ kN}$$

- b) la componente vertical N_{Td} , que es la parte de esfuerzo cortante que se transmite a lo largo de la viga por el mecanismo de la banda tesa y que es, por tanto, la diferencia entre el esfuerzo cortante total y el que se transmite antes del abollamiento del alma:

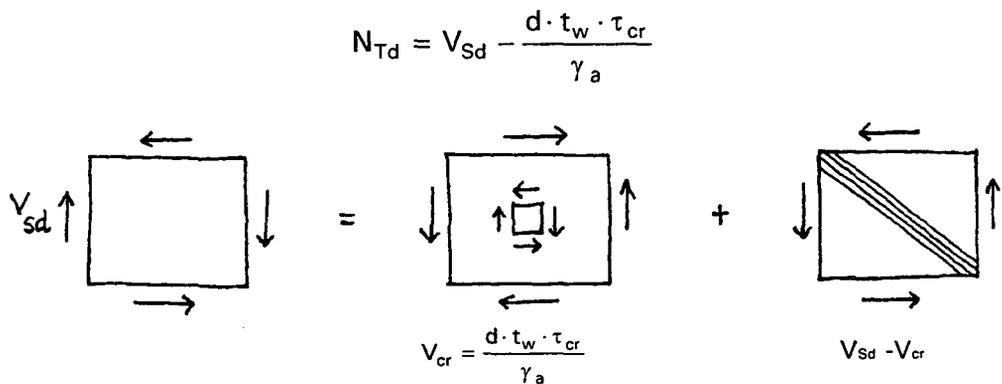
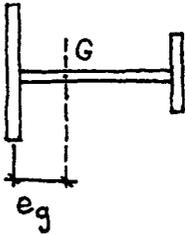


FIGURA 6.179



En los rigidizadores intermedios más habituales, que sólo están soldados por una cara al alma de la viga y son disimétricos, se considerará una excentricidad de la carga igual a la distancia del eje del alma al centro de gravedad del rigidizador (incluyendo la parte del alma).

FIGURA 6.180

Sobre el rigidizador se supondrá que actúa, además, un conjunto de cargas transversales:

- a) Las originadas por los empujes de viento si el rigidizador forma parte del esquema estructural previsto para transmitir esos esfuerzos.
- b) Una carga transversal adicional de valor:

$$1,5 \frac{\tau_{cr} \cdot t_w}{100}$$

lo que proviene de considerar que las tensiones tangenciales antes de la abolladura producen unos efectos similares a unas tensiones de compresión y, por tanto, los rigidizadores son los apoyos de unas bandas comprimidas con una tensión normal equivalente a τ_{cr} .

- c) Si el alma tiene curvatura en planta, los debidos a la componente transversal de la carga, suponiendo conservadoramente que el alma está a estos efectos solicitada por una compresión igual a $f_y \cdot t_w$ por unidad de longitud.

— Rigidizadores transversales en apoyo

Los rigidizadores transversales de apoyo tienen que contribuir, junto con la parte de chapas que se asocia a ellos, a transferir las reacciones de apoyo a la estructura. Lógicamente, los esfuerzos que actúan sobre dicha zona, deben estar en equilibrio con las reacciones de apoyo: verticales, horizontales (longitudinales y transversales).

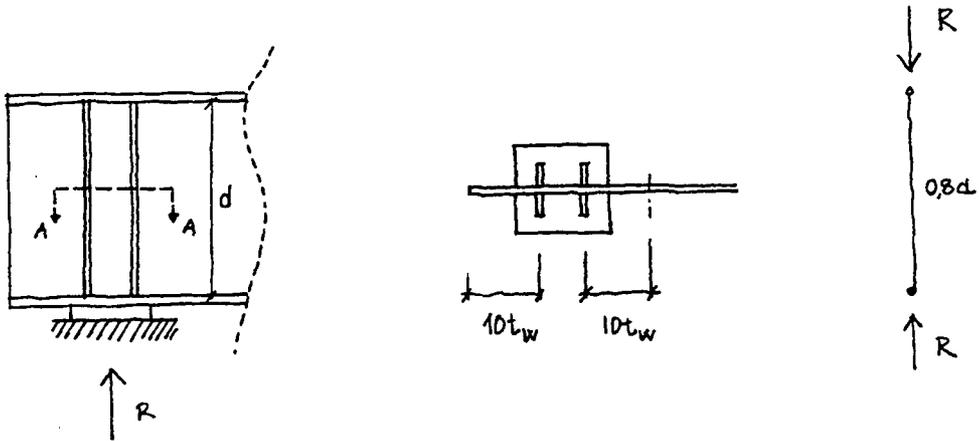


FIGURA 6.181

La verificación se hace como en el caso de los rigidizadores transversales intermedios, suponiendo un soporte comprimido de $0,80 d$ de longitud de pandeo.

También en este caso, hay que comprobar que las dimensiones de los rigidizadores son superiores a los mínimos establecidos para evitar los riesgos de inestabilidades locales y de pandeo torsional. Además, la placa de base tendrá el espesor adecuado para transferir por flexión las tensiones de contacto.

Hay que evitar que, en el encuentro de los rigidizadores verticales (que deben situarse a ambos lados del alma) con el ala a la que van soldados, se produzcan rincones poco accesibles propicios para la acumulación de suciedad y humedad. Para ello, se pueden disponer chapas inclinadas de cierre o utilizar como rigidizadores verticales, tubos o secciones cerradas.

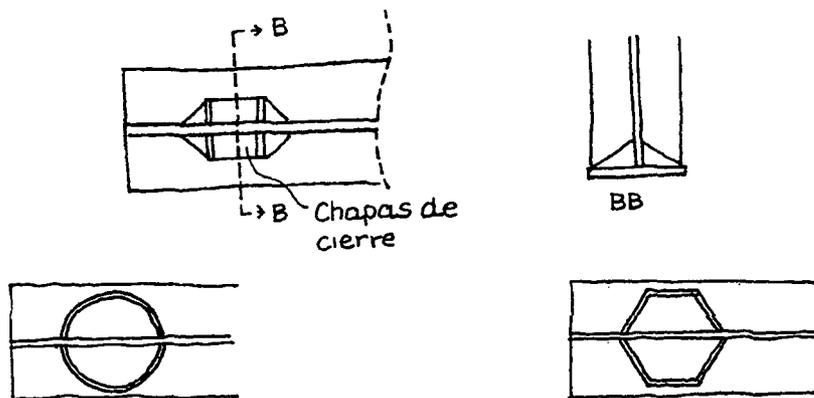


FIGURA 6.182. Posibles rigidizadores sobre apoyo

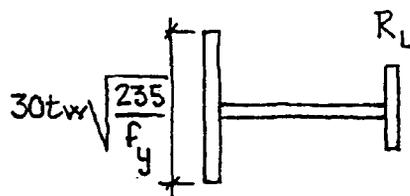
Hay que tener en cuenta la excentricidad que se produce en la posición de las reacciones verticales, que puede ser debida a la imperfección en la colocación (que es aceptable si está dentro de tolerancias) o al hecho de estar el tablero dispuesto sobre apoyos deslizantes, tipo teflón, lo que provoca un desplazamiento de la reacción, δ , coincidente con el desplazamiento longitudinal del tablero. En este caso, el soporte ficticio que modela el rigidizador debe ser dimensionado para la reacción R y el momento $R \cdot \delta$.

6.5.7.3 Rigidizadores de almas de vigas con rigidizadores longitudinales y transversales

— Rigidizadores longitudinales

- Condición de rigidez

El elemento constituido por el rigidizador longitudinal y un ancho de chapa de alma de valor $15 t_w \sqrt{235/f_y}$, a cada lado del rigidizador, debe cumplir la condición:



$$I_L \geq k_L \cdot \gamma_L^* \frac{d \cdot t_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

FIGURA 6.183

Los valores de k_L son los del gráfico siguiente:

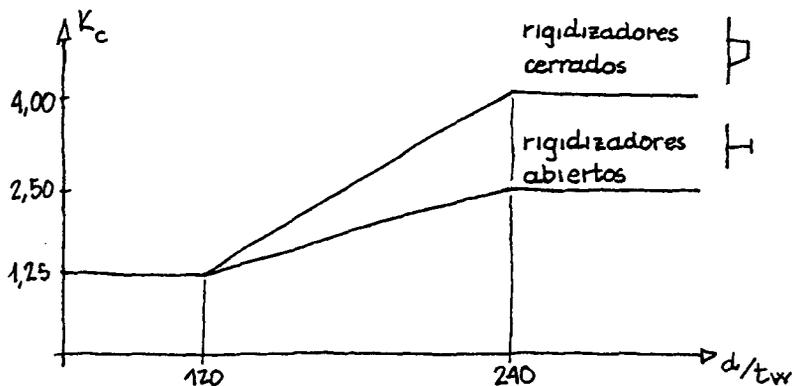


FIGURA 6.184

Los valores γ_L^* que figuran en diversos tratados sobre la cuestión (por ejemplo, Recomendaciones ECCS, n° 60) dependen de dos parámetros:

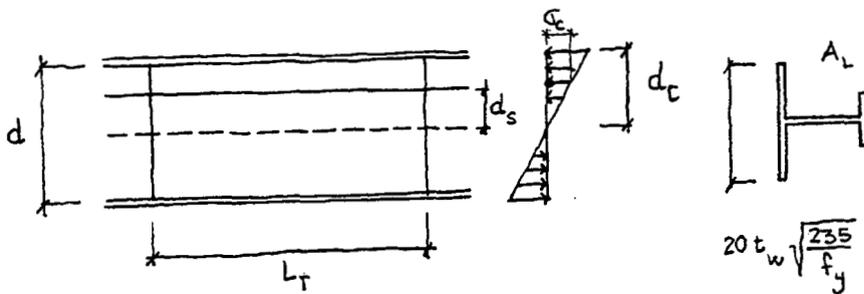
$\alpha = \frac{L_T}{d}$ relación entre la distancia L_T entre rigidizadores transversales en los que apoyan los longitudinales y el canto del alma de la viga.

$\delta = \frac{A_L}{d \cdot t_w}$ relación entre el área del rigidizador y el área del alma de la viga.

En las Recomendaciones figuran los valores de γ_L^* , rigidez óptima teórica según la teoría elástica, para los casos de compresión, flexión o cortante puro a los que con frecuencia se pueden asimilar los casos concretos de carga. En publicaciones como la ya citada, se incluyen otros casos, así como fórmulas de interacción que permiten determinar γ_L^* como combinación de los casos anteriores.

- *Condiciones de resistencia de los rigidizadores longitudinales*

Se comprobarán como un soporte constituido por el rigidizador y una parte del alma ($20 t_w \sqrt{235/f_y}$), con una longitud de pandeo igual a la distancia L_T entre rigidizadores transversales que le sirven de apoyo.



$$N_{Ld} = \sigma_c \cdot \frac{d_s}{d_c} \left[A_L + 20 t_w^2 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right]$$

FIGURA 6.185

Esta carga se considerará aplicada en el centro de gravedad de la sección (incluyendo la parte del ala) en los rigidizadores longitudinales intermedios y en el punto de encuentro del alma con el rigidizador en los tramos iniciales de los rigidizadores continuos. Se tomará como coeficiente de imperfección $\alpha = 0,49$.

Las cargas transversales serán las producidas por el viento y las debidas a la curvatura del rigidizador en el caso de puentes con curvatura en planta, que se puede estimar como:

$$M_{cd} = N_{Ld} \cdot e$$

siendo e la flecha debida a la curvatura del rigidizador longitudinal entre dos rigidizadores transversales.

— Rigidizadores transversales intermedios

La influencia de la presencia de rigidizadores longitudinales en el dimensionamiento de los rigidizadores transversales en los que apoyan se resuelve utilizando los mismos criterios que sirven para el dimensionamiento de dichos elementos en el caso de vigas sin rigidizadores longitudinales, haciendo las siguientes correcciones:

- 1º) A efectos de la determinación de I_L , se sustituye el panel con rigidizadores longitudinales por un panel de iguales dimensiones, pero sin ellos, y con un espesor ficticio calculado para que la tensión crítica τ_{cr} sea igual a la del sub-panel más esbelto.

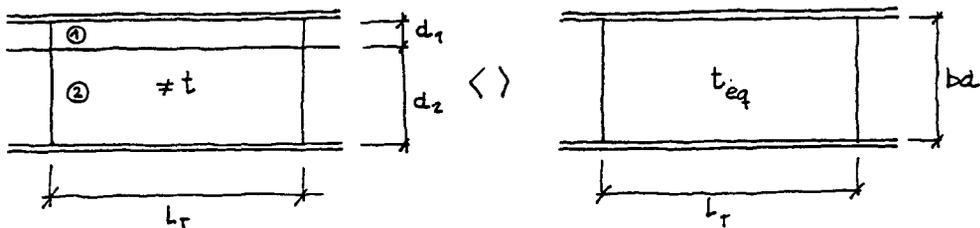


FIGURA 6.186

2º) Además de las acciones ya enunciadas, se considerará que sobre los rigidizadores transversales actúan cargas transversales de valor 1,5% del esfuerzo de compresión transmitido por cada rigidizador longitudinal y situado en cada punto de encuentro.

6.5.7.4 Rigidizadores en alas comprimidas

— Rigidizadores longitudinales sin cargas transversales

Ya se ha planteado la metodología para verificar estos elementos estructurales al abordar el análisis de la chapa rigidizada comprimida de las secciones en cajón.

Para su aplicación práctica se suele tomar el rigidizador longitudinal con su parte asociada de alma como un soporte biarticulado, actuando como apoyos los rigidizadores transversales ($L_p = L_T$).

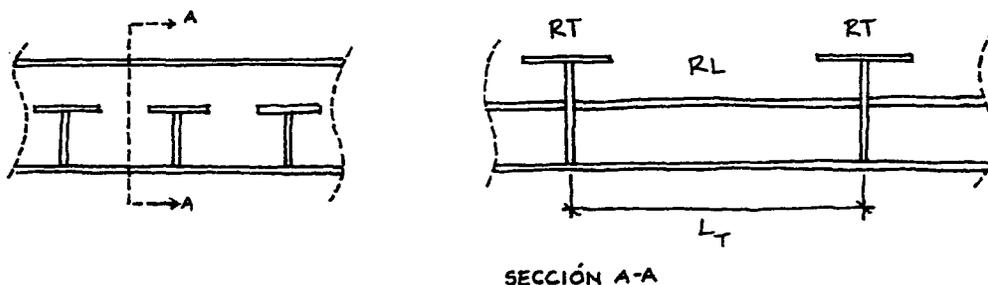


FIGURA 6.187

Para que ello sea correcto, la inercia de los rigidizadores debe ser superior a un valor determinado $\left(I_T \geq \frac{N_{Sd}^2 \cdot L_T \cdot b}{43E^2 I_L} \right)$, al que nos referiremos a continuación.

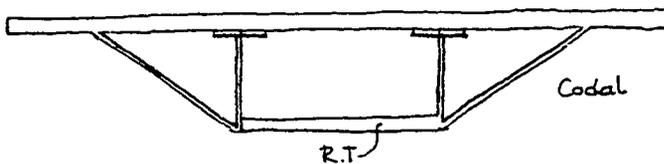
Si no se cumple esta condición, se deben hacer las comprobaciones considerando una longitud de pandeo $L_p > L_T$, determinada según la formulación de Engesser recordada al tratar del pandeo lateral:

$$L_p = \pi \left(\frac{1}{4} \cdot EI \cdot L_T \cdot \delta \right)^{\frac{1}{4}}$$

siendo:

- El I inercia del rigidizador transversal
- δ coeficiente que tiene en cuenta la flexibilidad del rigidizador transversal (flecha producida por una carga unitaria en el centro de éste)

En casos, como el representado en el esquema, de secciones en cajón con grandes vuelos soportados por codales que arrancan en los rigidizadores transversales del fondo del cajón, se tendrán en cuenta los efectos de la compresión N_c , que amplifican la deformación anterior:



$$\delta_N = \delta \frac{1}{1 - \frac{N_c}{N_E}}$$

FIGURA 6.188

y, en estos casos, hay que tomar:

$$k = \frac{1}{\delta_N} = \frac{1}{\delta} \left(1 - \frac{N_c}{N_E} \right)$$

siendo N_c la compresión transmitida por los codales al rigidizador transversal.

— **Rigidizadores longitudinales con cargas transversales**

En estas condiciones, el coeficiente de imperfección α , que en otros casos se toma como 0,49, se calcula mediante la expresión:

$$\alpha = 0,49 \left(1 + \frac{250e}{L_T} \right)$$

siendo e la flecha debida a la combinación frecuente de cargas en el estado límite de servicio, a la que se añadirá la debida a la curvatura de la losa ortótropa, en puentes de geometría curva en alzado.

— Rigidizadores transversales

- Condición de rigidez

En las Recomendaciones figura la siguiente expresión para confirmar la inercia de los rigidizadores transversales en los que apoyan los longitudinales:

$$I_T \geq \frac{N_{Sd}^2 \cdot L_T \cdot b^3}{43 \cdot E^2 \cdot I_L}$$

Es una expresión tomada del documento nº 60 (1990) de la Convención Europea de la Construcción Metálica (ECCS), que se basa en formulaciones análogas recogidas en la normativa inglesa.

La inercia I_T se determina asociando al rigidizador una anchura de chapa x que será el menor valor entre los dos siguientes:

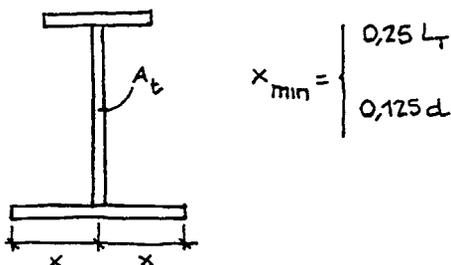


FIGURA 6.189

La expresión anterior de I_T está basada en el concepto de pandeo de un soporte comprimido en un medio elástico. Con la formulación de Engesser, recordada al tratar del pandeo lateral, tendremos:

$$N_{cr} = 2 \sqrt{E I_L \cdot c}$$

siendo:

$$c = \frac{1}{L_T \cdot \delta}$$

- δ flecha producida por una carga unitaria uniformemente repartida en la longitud, b , del rigidizador transversal:

$$\delta = \frac{5b^3}{384EI_T}$$

luego:

$$N_{cr} = 2 \sqrt{EI_L \cdot \frac{384 EI_T}{5 b^3 \cdot L_T}}$$

es decir:

$$I_T = \frac{N_{cr}^2 \cdot L_T \cdot b^3}{307 \cdot E^2 \cdot I_L}$$

En la expresión de las Recomendaciones se utiliza, en lugar del valor crítico de N , el de la sollicitación y se aplica un coeficiente de seguridad para reducir el denominador a 43 en lugar de a 307.

También se puede llegar a otras formulaciones de I_T utilizando la expresión de Timoshenko:

$$c = 4 \cdot \frac{N_{cr}}{L_T}$$

Igualando esta expresión al valor de la constante de muelle antes calculada:

$$\frac{4 \cdot N_{cr}}{L_T} = \frac{384 \cdot EI_T}{5 \cdot b^3}$$

luego:

$$I_T = \frac{0,052 \cdot N_{cr} \cdot b^3}{E \cdot L_T}$$

(Algunos autores americanos han propuesto como valor:

$$I_T = 0,04 \cdot \frac{b^3 \cdot A_f \cdot \sigma_{cr}}{E \cdot a}$$

Como $N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI_L}{L_T^2}$, la expresión anterior se puede escribir también:

$$I_T = 0,5 \cdot I_L \cdot \left(\frac{b}{L_T} \right)^3$$

- *Condición de resistencia*

Los esfuerzos para los que habrá que verificar la capacidad resistente del rigidizador transversal con la configuración del esquema antes representado serán:

- a) Los debidos a las cargas directamente actuantes en el rigidizador como parte de un diafragma transversal.
- b) Una carga transversal igual al 2% de la carga longitudinal transmitida por la chapa rigidizada, repartida uniformemente en toda la longitud b del rigidizador transversal.

6.6 DIAFRAGMAS

6.6.1 Generalidades

Los diafragmas son elementos estructurales que se disponen en tableros de puentes metálicos y mixtos con secciones en cajón. Tienen por finalidad esencial asegurar que la geometría de las secciones se mantiene prácticamente inalterada y que las deformaciones y tensiones debidas a las inevitables distorsiones del cajón no influyen negativamente en su seguridad.

Para cumplir esta función, los diafragmas deben tener capacidad para transmitir las cargas exteriores que generan torsiones, de manera que transformen las cargas distorsionantes en un flujo de tensiones tangenciales en el cajón estructural, lo que corresponde al mecanismo de respuesta en torsión uniforme. En tal sentido, los diafragmas son elementos singulares que sirven para introducir cargas singulares en la estructura, sin que el comportamiento global de ésta se vea prácticamente afectado. Por ello su análisis puede ser abordado por los modelos tradicionales y simplificados de cálculo.

En tal sentido, son particularmente importantes los diafragmas de apoyo que deben transmitir las cargas generadas en los dispositivos de apoyo al conjunto de la estructura, y actuar así como elementos de transición entre estas zonas singulares y las zonas en las que ya son de aplicación las hipótesis tradicionales de la resistencia de materiales.

Además, los diafragmas se aprovechan como apoyo de los rigidizadores longitudinales y transversales dispuestos en almas y alas del cajón.

También se pueden definir como diafragmas los marcos transversales que se disponen en los tableros de vigas (y, en particular, en los tableros bijácenos), por cuanto tienen también por finalidad mantener la geometría de la sección transversal. Como hemos visto anteriormente, dicha función se considera cumplida dotando a los marcos de rigidez adecuada y dimensionándolos para que puedan ser capaces de resistir unas cargas transversales originadas por la tendencia al pandeo de las alas comprimidas o de los cordones comprimidos en el caso de estructuras en celosía.

En las Recomendaciones y en los comentarios que siguen, se aportan criterios en cuanto a posición de diafragmas y a su dimensionamiento. Como en el caso de los rigidizadores, hay dos comprobaciones diferenciadas: cumplimiento de la condición de rigidez y de la condición de resistencia. Sin embargo, siendo un tema complejo y siendo tan variada la gama de soluciones que se utilizan en la práctica, no se establecen las formulaciones necesarias para abarcar todos los casos posibles e, incluso, las formulaciones recogidas podrán ser mejoradas a medida que avancen los trabajos que en la comunidad internacional se están llevando a cabo para comprender mejor el comportamiento de estos elementos.

Es sintomática, la escasa o nula atención que se presta a los diafragmas en las Normas nacionales e internacionales de estructuras metálicas y mixtas. Tampoco se encuentran muchas referencias a los complejos diafragmas de apoyo que se disponen en los puentes en cajón de hormigón pretensado. Una de las excepciones es la BS 5400, Parte 3, con unas formulaciones complejas que no siempre es posible aplicar y que, en cualquier caso, ponen de manifiesto la dificultad de análisis de los diafragmas. En cualquier caso, las verificaciones están basadas en la determinación de tensiones, lo que, en elementos de gran complejidad como los que nos ocupan, conduce a resultados particularmente inciertos. La realidad es que dichos planteamientos no han sido incorporados por otros países o por otras organizaciones internacionales y, por ello, no fueron recogidos en nuestras Recomendaciones.

6.6.2 Condiciones geométricas

Se recomienda que la distancia entre diafragmas no supere cuatro veces el canto:

$$L_D \leq 4 d$$

La presencia de diafragmas se puede interpretar como apoyos auxiliares del tablero, cuyo comportamiento para cargas localizadas correspondería a la suma de los dos estados siguientes:

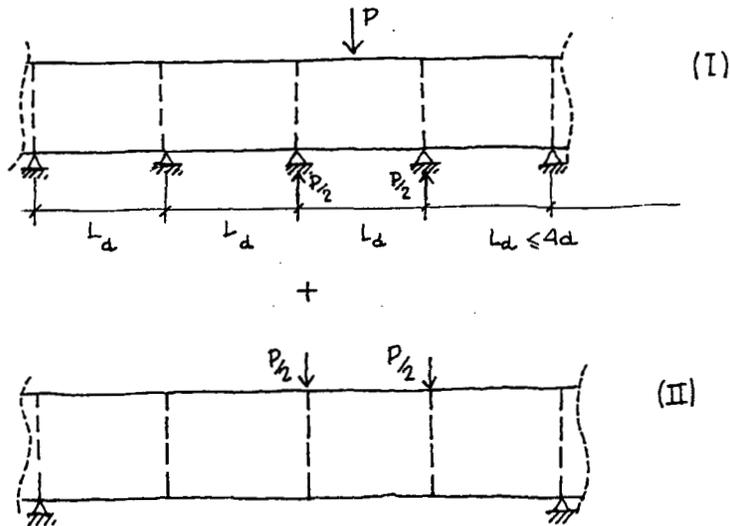


FIGURA 6.190

El estado (II) corresponde a las reacciones (aproximadas en el esquema) generadas en el estado (I), en el que se suponen apoyos ficticios en la posición de los diafragmas. Para limitar los riesgos de distorsión en el tramo entre diafragmas del estado (I), parece aconsejable acotar la distancia máxima entre diafragmas.

Por otra parte, hay que recordar la recomendación adicional, en el caso de los marcos que sirven como diafragmas en los tableros de vigas, en la zona donde el ala inferior está comprimida debido al riesgo de pandeo lateral:

$$L_D \leq 8,8b \text{ (acero S355)}$$

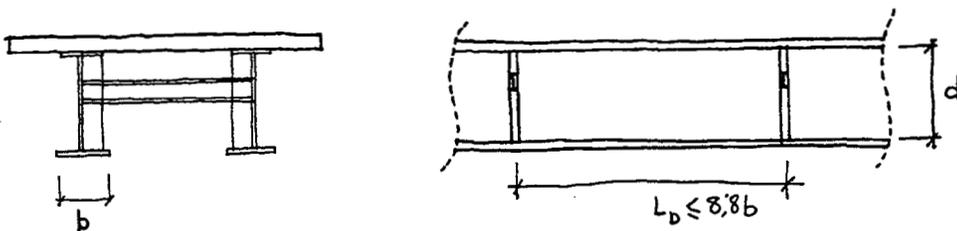


FIGURA 6.191

6.6.3 Condiciones de rigidez de diafragmas intermedios

El mecanismo de introducción de cargas puntuales y excéntricas en un tablero de sección cajón, para asegurar que la sección permanece inalterable, demanda una rigidez suficiente del diafragma.

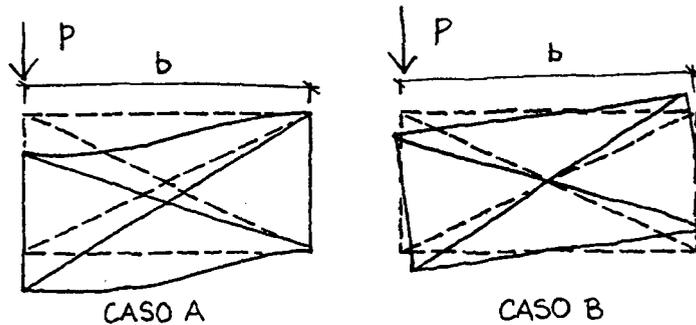


FIGURA 6.192

En el caso (A), la insuficiente rigidez del diafragma hace que la carga puntual P provoque el desplazamiento del alma sobre la que actúa y por tanto de las barras asociadas. El alma opuesta, en el límite (ausencia de diafragmas o rigidez muy pequeña), no se verá afectada y no contribuirá a la transmisión de cargas.

En el caso (B), el diafragma es suficientemente rígido para provocar el giro torsional de la sección, que mantendrá su geometría inalterada. Gracias a la colaboración del diafragma, el efecto de la excentricidad de la carga producirá un momento torsor $M_T = P \cdot b/2$, que producirá en la sección un flujo de tensiones tangenciales que se difundirán por el resto de la estructura.

Del análisis de la distorsión de una sección en cajón, se deduce una formulación que es similar a la que resulta del estudio del comportamiento de una viga sobre apoyos elásticos. En este último caso, la fórmula general es:

$$EI \frac{d^4 w}{dz^4} + kw = q$$

siendo:

- q carga actuante
- w flecha
- EI rigidez flexional
- k constante de muelle

En el caso de la distorsión, resulta:

$$EI_w \frac{d^4 \gamma}{dz^4} + K_{D\omega} \gamma = \frac{m_T}{2}$$

siendo:

- γ ángulo de distorsión provocado por el torsor m_T
- I_w inercia al alabeo de la sección en cajón
- $K_{D\omega}$ rigidez distorsional

En la figura 6.193, se representa la distorsión del cajón con diafragmas mediante la analogía con la viga sobre apoyos elásticos, para el caso de una viga de un tramo con sección en cajón y tres diafragmas intermedios:

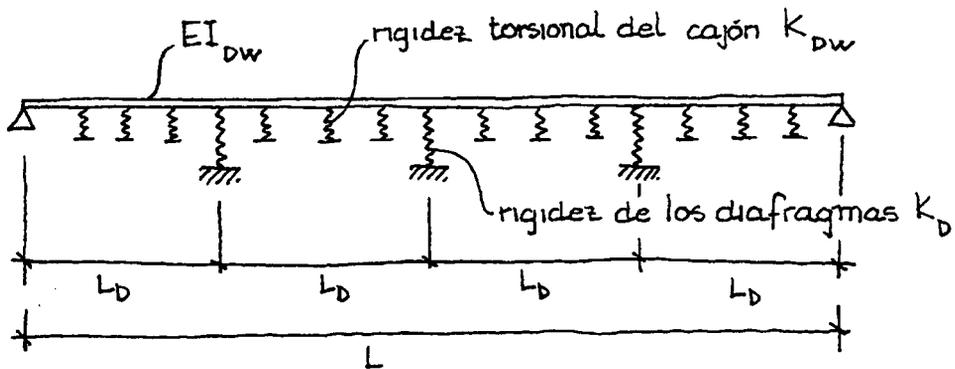


FIGURA 6.193

La rigidez distorsional, $K_{D\omega}$, de un cajón tiene por valor:

$$K_{D\omega} = \frac{24 EI_w}{\alpha_0 h}$$

siendo:

$$\alpha_0 = 1 + \frac{2b/h + 3 (I_u + I_l) / I_w}{(I_u + I_l) / I_w + (6h/b) (I_u I_l / I_w^2)}$$

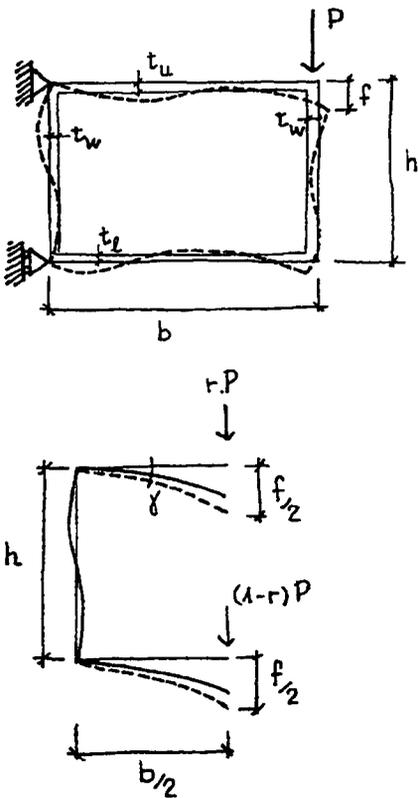
Las expresiones de las inercias de cada una de las paredes del cajón serán:

$$I_u = \frac{t_u^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$I_w = \frac{t_w^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$I_l = \frac{t_l^3}{12(1-\mu^2)}$$

La anterior expresión de $K_{D\omega}$ se deduce del análisis de la distorsión provocada por una carga excéntrica aplicada en una sección en cajón.



$$K_{D\omega} = \frac{M}{\gamma} = \frac{P \cdot b}{\gamma}$$

siendo el ángulo de distorsión $\gamma = \frac{f}{b}$, que se determina a continuación:

$$\frac{f}{2} = P \left(\frac{b}{2} \right)^3 \frac{1}{3E(I_u + I_l)} + \frac{P \cdot h \cdot b^2}{48EI_w}$$

El primer término es el debido a la flexión del voladizo y el segundo el provocado por el giro del montante.

$$\gamma = \frac{f}{b} = \frac{P \cdot b}{12E} \left[\frac{b}{I_u + I_l} + \frac{h}{2I_w} \right]$$

y, por tanto, la rigidez distorsional buscada será:

$$K_{D\omega} = \frac{M}{\gamma} = \frac{P d}{\gamma} = \frac{12E}{b/(I_u + I_l) + h/(2I_w)}$$

FIGURA 6.194

cuyos valores coinciden prácticamente con los que se obtienen de la expresión que figura en las Recomendaciones, tomada de Nakai ("Analysis and Design of Curved Steel Bridges", edit. McGraw-Hill Book Company).

El valor de $K_{D\omega}$ se puede poner también en la forma:

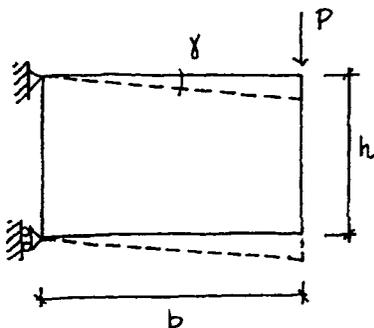
$$K_{D\omega} = \beta \frac{24EI_w}{2b + \beta h}, \text{ siendo } \beta = \frac{I_u + I_l}{I_w}$$

resultando, en algunos casos característicos, las siguientes expresiones:

$\beta = \frac{I_u + I_l}{I_w}$	$K_{D\omega}$
1,0	$\frac{24EI_w}{2b + h}$
2,0	$\frac{24EI_w}{b + h}$
3,0	$\frac{72EI_w}{2b + 3h}$
4,0	$\frac{48EI_w}{b + 2h}$
5,0	$\frac{120EI_w}{b + 2h}$

La rigidez distorsional aproximada de los diafragmas K_D se determina de análoga manera:

- *Diafragma plano:*

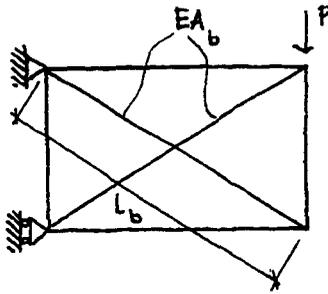


$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{P}{G \cdot h t_D}$$

$$K_D = \frac{M}{\gamma} = \frac{P \cdot b}{\gamma} = G \cdot t_D \cdot h \cdot b$$

FIGURA 6.195a

• *Diafragma en cruz:*

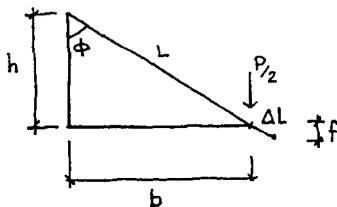


La deformación provocada por el alargamiento o acortamiento de las diagonales, que es el origen de la distorsión, valdrá:

$$\gamma = \frac{f}{b}$$

FIGURA 6.195b

siendo:



$$f = \frac{P/2 \cdot L / (\cos \phi) \cdot 1 / (EA_b)}{\cos \phi} = \frac{PL}{2EA_b \cdot \cos^2 \phi} = \frac{PL^3}{2EA_b \cdot h^2}$$

$$K_D = \frac{M}{\lambda} = \frac{2EA_b \cdot h^2 \cdot b^2}{L^3}$$

FIGURA 6.195c

Las rigideces distorsionales de otros tipos de diafragmas se obtienen en forma análoga y es, por otra parte, muy sencillo determinarlas con programas de ordenador, recordando que hay que considerar las barras horizontales y verticales del diafragma como indeformables y todos los encuentros de las diferentes barras como articulados.

Obsérvese, también, que los diafragmas con barras interiores inclinadas pueden asimilarse a diafragmas de chapa con un espesor equivalente, que se deduce de la expresión (para el caso de diafragmas con diagonales cruzadas):

$$G \cdot t_{eq} \cdot h \cdot b = \frac{2EA_b (h \cdot b)^2}{L^3}$$

es decir:

$$t_{eq} = \frac{E}{G} \frac{2A_b}{L} \frac{h}{L} \frac{b}{L}$$

Por otra parte, en el texto de las Recomendaciones se ha recogido la limitación sugerida por Nakai en cuanto a la relación de rigideces distorsionales del cajón y de los diafragmas:

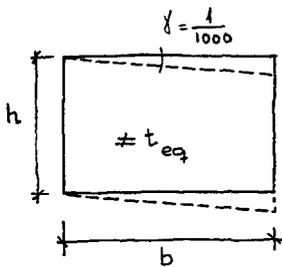
$$\frac{K_D}{K_{D\omega} \cdot L_D} \leq 1.500$$

Con esta expresión se pretende que las tensiones longitudinales generadas por la distorsión se mantengan por debajo del 10% de las generadas por la flexión debida a las cargas excéntricas.

Es un criterio que, en ocasiones, exige diafragmas muy potentes. En los puentes mixtos, las dimensiones de las paredes del cajón son superiores a las que se necesitarían estrictamente para transmitir los esfuerzos de torsión. Sólo una parte de las tensiones -relativamente pequeña en los puentes rectos- tiene origen torsional. Por otro lado, cuanto mayor es la rigidez distorsional $K_{D\omega}$ del cajón, mayor debe ser la de los diafragmas, lo que no es lógico. Es un criterio, por tanto, que puede y debe servir de referencia, pero no debe considerarse como una exigencia insoslayable en todos los casos.

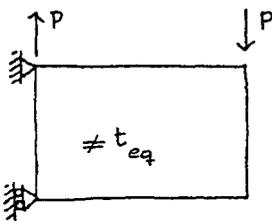
Un posible criterio alternativo, teniendo presente la exigencia de que la distancia entre diafragmas no supera cuatro veces el canto de la viga ($L_D \leq 4 h$), sería establecer un valor máximo de giro distorsional. Por ejemplo:

$$\gamma \leq \frac{1}{1000}$$



a lo que correspondería un espesor equivalente para el diafragma de:

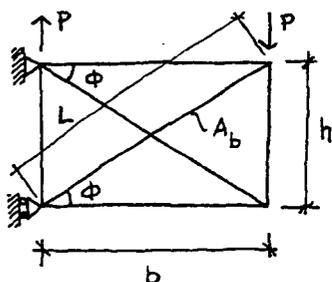
$$t_{eq} = \frac{1000 P}{Gh}$$



siendo P, la carga correspondiente a la parte distorsional de la torsión provocada por las cargas exteriores.

FIGURA 6.196

Recordando la expresión de t_{eq} , se puede relacionar la exigencia de un valor mínimo de γ con el valor de la tensión para el que hay que dimensionar las diagonales de los diafragmas. Así, por ejemplo, en el caso de las diagonales en cruz:



$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{P}{G \cdot h \cdot t_{eq}} = \frac{1}{1000}$$

$$t_{eq} = \frac{1000 P}{G \cdot h} = \frac{E}{G} \frac{2 A_b}{L} \frac{h}{L}$$

FIGURA 6.197

El esfuerzo axil en la diagonal será:

$$D = \frac{P L}{2 H}$$

y la tensión correspondiente:

$$\sigma_d = \frac{D}{A_b} = \frac{P L}{2 h \cdot A_b} = \frac{E}{1000} \frac{h}{L} \frac{b}{L} = \frac{E \cdot \text{sen } 2\phi}{2000}$$

Para diferentes valores de la relación h/b:

b/h	$\sigma_d [N/mm^2]$
1,00	102,5
1,25	99,5
1,50	94,5
1,75	88,3
2,00	82,0

Como se ve, con este planteamiento dimensionando las diagonales para una tensión del orden de los 100 N/mm², se aseguraría una distorsión máxima del orden de 1/1000. Con dimensiones más esbeltas, obtenidas para tensiones más elevadas, tendríamos distorsiones mayores.

6.6.4 Condición de resistencia de diafragmas intermedios

Para comprobar la capacidad resistente de un diafragma intermedio, debe aislarse este elemento estructural y aplicar todas las acciones que actúan sobre él:

- Acciones directas, generadas por las cargas (por ejemplo, la del carro) que actúan directamente sobre él, y en relación con las cuales se comportará como un marco transversal apoyado en las almas.

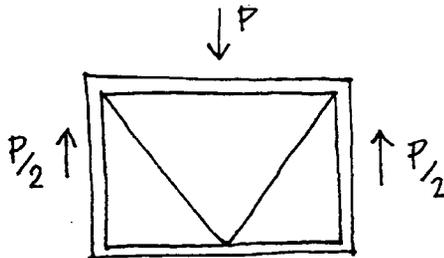


FIGURA 6.198

- Acciones provenientes de las chapas, rigidizadas o no, que apoyan en el diafragma y, entre ellas, las originadas por el viento y las que se generan en el encuentro con los rigidizadores longitudinales comprimidos perpendicularmente a éstos.
- Acciones que resultan del mecanismo de transferencia de cargas excéntricas sin que se produzcan distorsiones significativas.

A este último respecto, esquemáticamente, se pueden plantear los esfuerzos que se generan en los bordes de un diafragma intermedio plano:

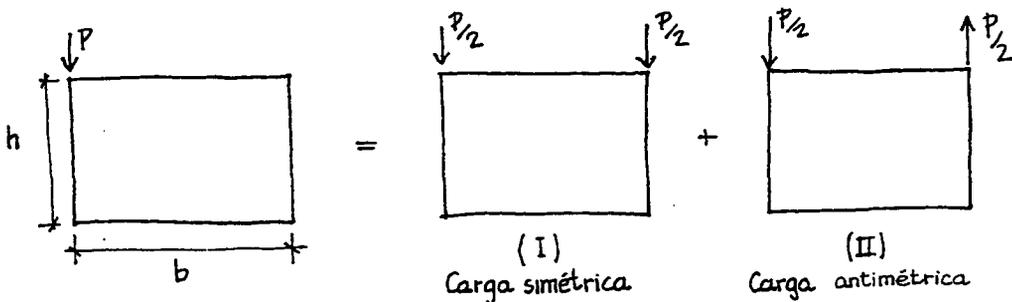


FIGURA 6.199

El caso (I), de carga simétrica, produce exclusivamente esfuerzos de flexión longitudinal en el cajón del que forma parte el diafragma.

El caso (II) equivale a un esfuerzo de torsión:

$$T = \frac{P}{2} \cdot b$$

que a su vez se puede descomponer en dos mecanismos de transmisión de cargas a las chapas del cajón, situados en el perímetro del diafragma.

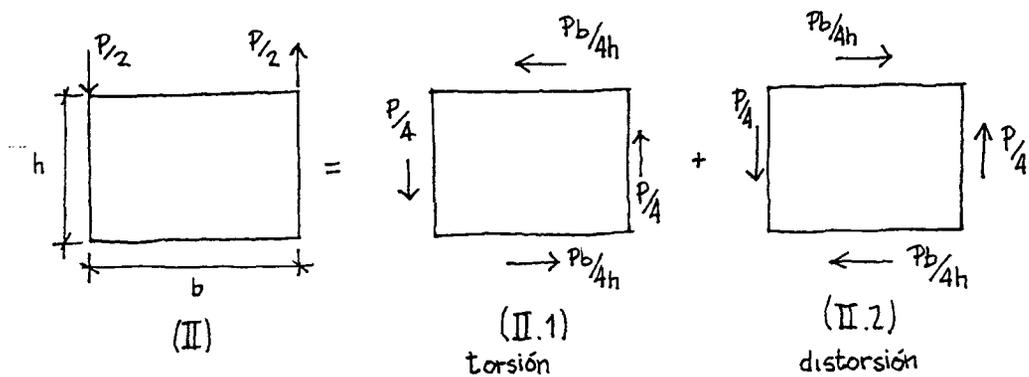


FIGURA 6.200

El mecanismo (II.1) es el de la torsión uniforme en el cajón, que genera un flujo tangencial:

$$\tau_t = \frac{T}{2A} = \frac{Pb/2}{2b \cdot h} = \frac{P}{4h}$$

a lo que corresponde la resultante de tensiones tangenciales:

lados verticales: $\tau_t \cdot h = \frac{P}{4}$

lados horizontales: $\tau_t \cdot b = \frac{P \cdot b}{4}$

Este mecanismo (II.1), de torsión uniforme, no genera tensiones ni deformaciones longitudinales en el diafragma. Sólo se producen tensiones tangenciales características de la torsión uniforme en las paredes del cajón.

El mecanismo (II.2) es el de la distorsión y es para el que hay que dimensionar el diafragma, que se deformará por esta razón como se indica en la figura 6.201.

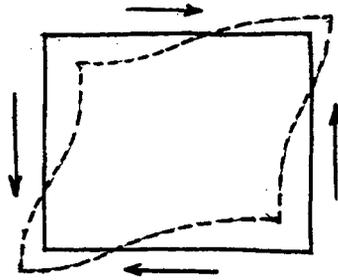


FIGURA 6.201

En el caso de un diafragma constituido por una chapa plana, sin rigidizadores, el conjunto de las tensiones aplicadas deben cumplir la condición siguiente:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,cr}/\gamma_M}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{2,cr}/\gamma_M}\right)^2} + \left[\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{3,cr}/\gamma_M}\right) + \left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{41,cr}/\gamma_M}\right)\right]^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{cr}/\gamma_M}\right)^2 \leq 1$$

siendo:

$\sigma_{i,cr}$ y $\tau_{i,cr}$ tensiones críticas para cada uno de los cinco casos que se representan y que, por combinación entre ellos, podrán modelizar el estado real de tensiones que actúan sobre el diafragma

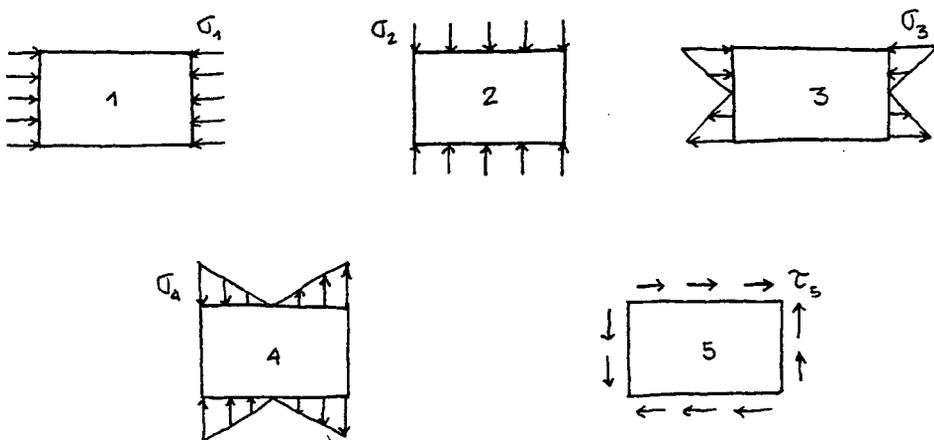


FIGURA 6.202

En el caso de diafragmas intermedios constituidos por barras, los esfuerzos que nacen para evitar la distorsión se determinan con el esquema de cargas del mecanismo (II.2).

Es interesante plantear la forma de trabajo del diafragma desde otra perspectiva ligeramente diferente de la anterior.

El diafragma contribuye a que la transferencia al tablero en cajón de una carga excéntrica sea, además de la obvia debida a la flexión simétrica, la correspondiente a la torsión uniforme que provoca exclusivamente tensiones tangenciales en las paredes del cajón. Las tensiones en éstos son como las reacciones provocadas por la carga excéntrica. Si aislamos el diafragma (al que supondremos en el centro de una viga para que las reacciones en las paredes del cajón a ambos lados del diafragma sean iguales), tendremos:

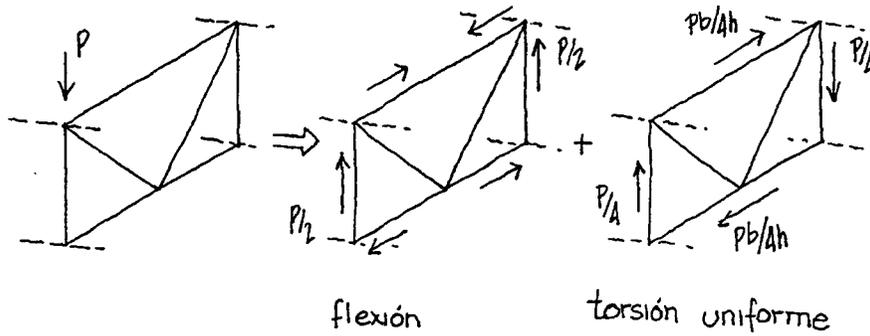


FIGURA 6.203

Sumando los dos esquemas, tendremos las resultantes de las tensiones tangenciales generadas en las chapas del cajón, a ambos lados del diafragma:

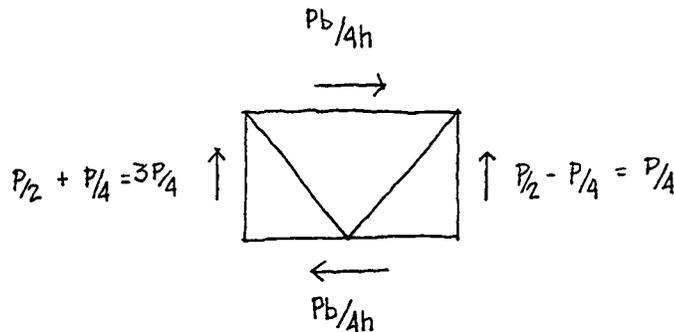


FIGURA 6.204

Para que la carga excéntrica P haya producido estas resultantes de tensiones en las chapas, habrá sido necesario que el diafragma transmita internamente los esfuerzos siguientes:

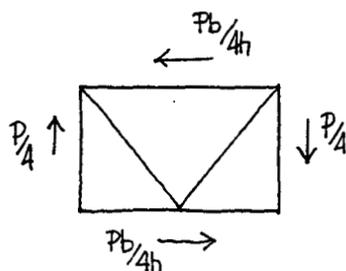


FIGURA 6.205

puesto que:

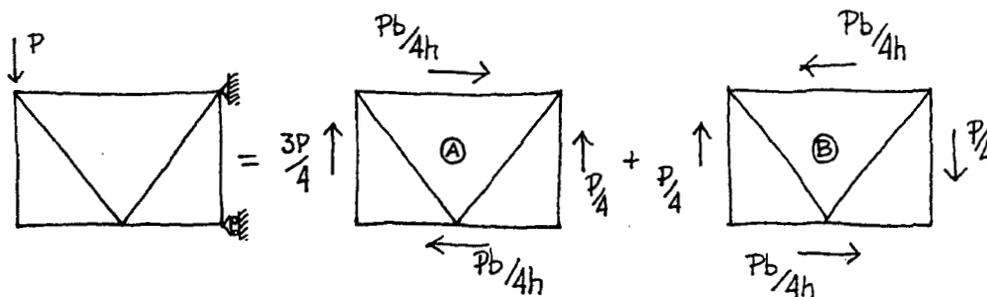


FIGURA 6.206

Los esfuerzos en el esquema (A) son los resultantes de las tensiones tangenciales provocadas por P en los paneles del cajón. En el esquema (B) aparecen los esfuerzos que debe transmitir internamente el diafragma para hacer posibles a los primeros.

Dichos esfuerzos, a partir de los cuales se determinan con facilidad los que se producen en las diferentes barras del diafragma, se generan en el eje de las paredes del cajón. Para verificar las barras del diafragma, se supone que los perimetrales llevan asociados una anchura de pared, a cada lado del diafragma, de valor $10t\sqrt{235/f_y}$.

Cuando los diafragmas intermedios están constituidos por chapas rigidizadas, la comprobación de resistencia se podrá realizar, en general, asimilándola a una viga solicitada por los esfuerzos que se habrán determinado para prevenir la distorsión

del cajón, y comprobando los rigidizadores y los sub-paneles que quedan entre ellos, de acuerdo con los procedimientos de análisis de chapas y rigidizadores recogidos en las Recomendaciones.

Es un procedimiento incierto al tratarse, por sus dimensiones, de vigas-pared, en las que las hipótesis de la Resistencia de Materiales no son de aplicación y debido también a la mayor incertidumbre en el establecimiento de las acciones.

Es una zona singular de una estructura y, en el futuro, previsiblemente se abordará su comprobación como en el caso de las zonas singulares de las estructuras de hormigón armado y pretensado, en las que el método tradicional de las "bielas" se ha desarrollado y precisado para conformar el llamado modelo del "strut and tie" del Prof. Schlaich. La esencia del método consiste en identificar, en un diafragma, en un nudo o en una zona en la que se aplica una carga, un modelo simplificado con elementos comprimidos ("strut") y en tracción ("tie") que estén en equilibrio con las cargas aplicadas en la zona singular que se ha aislado del resto de la estructura para realizar su análisis. En primer lugar, con el modelo hay que asegurar la condición de equilibrio. Cuanto más se aproxime el esquema de equilibrio seleccionado a su comportamiento elástico, menor será la demanda de ductilidad que requiere el cumplimiento de la segunda condición: la de compatibilidad. De ahí que, en casos que no sean evidentes, sea recomendable la utilización de modelos elásticos de elementos finitos, que ayudarán a identificar los flujos fundamentales de compresiones y tensiones en el elemento analizado y, por consiguiente, contribuirán a identificar un esquema lógico de barras comprimidas y en tracción que equilibren las cargas aplicadas. Por otra parte, dada la incertidumbre del procedimiento, es inevitable requerir un comportamiento dúctil de todos los componentes de los diafragmas. Para ello, conviene plantear que dichos diafragmas tengan rigidizadores verticales y horizontales con dimensiones tales que su agotamiento sea de carácter plástico, evitando el riesgo de inestabilidades locales o generales. Además, las dimensiones de las placas intermedias enmarcadas por las almas del cajón y por los citados rigidizadores deberán corresponder también a un comportamiento plástico. Ello determinará asimismo su espesor.

Los criterios anteriores, con su inevitable vaguedad, permiten a los ingenieros definir diafragmas lógicos y seguros. En todo caso, dadas las incertidumbres inevitables y la reducida repercusión del coste de los diafragmas, se propugna utilizar un valor de $\gamma_M = 1,25$ cuando se aborde su dimensionamiento.

6.6.5 Diafragmas de apoyo

Los diafragmas de apoyo tienen análogas funciones que los diafragmas intermedios pero, además, deben transferir las reacciones de apoyo, tanto horizontales como verticales, a las paredes del cajón de la estructura principal.

Además, hay que prever que los diafragmas de apoyo tengan capacidad para transmitir las reacciones que se pueden producir durante las operaciones de sustitución de los apoyos de la estructura.

Los diafragmas deben estar también concebidos y dimensionados para aceptar las excentricidades de las cargas verticales debidas a los desplazamientos relativos del tablero en relación con los apoyos tipo teflón o de rodillos.

Con frecuencia hay que prever también huecos (pasos de hombre), para permitir el paso a través del diafragma del personal que se ocupará de la conservación.

Para comprobar los diafragmas de apoyo, al igual que en los intermedios, se aíslan virtualmente del resto de la estructura y se establecen las cargas transmitidas desde la estructura, a través de las paredes del cajón y de los rigidizadores longitudinales, que deben estar en equilibrio con las reacciones de apoyo. Identificado el conjunto de las cargas que actúan sobre el diafragma, hay que establecer un modelo tipo viga o bielas y tirantes, que asegure las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones en el diafragma.

Suele ser útil descomponer las cargas actuantes en simétricas y asimétricas. Así, por ejemplo, en un caso relativamente habitual, tendremos:

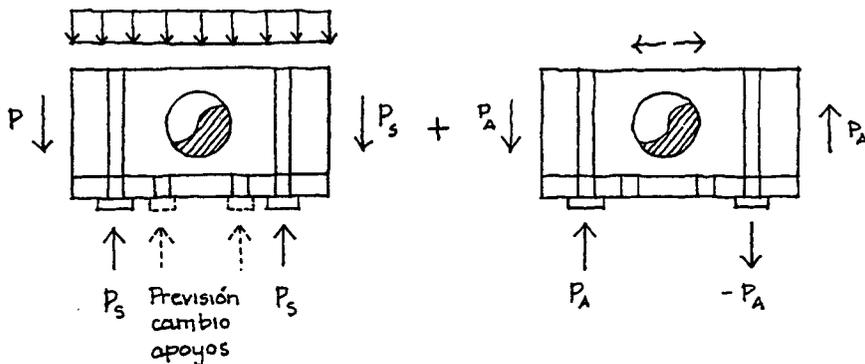


FIGURA 6.207

Generalmente, suele ser aceptable verificar el diafragma para una carga simétrica con reacciones en los dos apoyos de valor $P_S + P_A$.

Sobre los apoyos se configura un soporte constituido por la chapa del diafragma y rigidizadores verticales, que se suele suponer equivalente a un soporte aislado con longitud de pandeo igual a la altura del cajón. El soporte estará solicitado por la excentricidad potencial de la reacción de apoyo con relación al plano del diafragma.

En el caso de tableros continuos con apoyos únicos en las pilas centrales, solamente se plantea el caso de cargas simétricas:

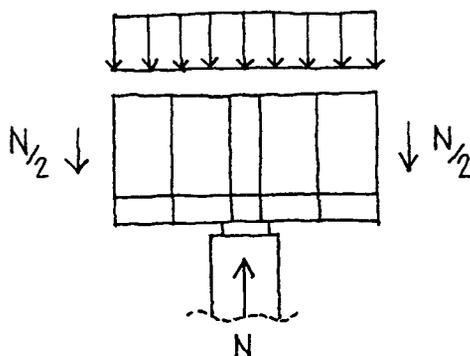


FIGURA 6.208

La torsión provocada por las cargas disimétricas discurre por las paredes del cajón (hasta alcanzar los pilares o estribos que bloquean la torsión). En este caso, el diafragma tiene como función transferir las cargas excéntricas que recibe el cajón en forma de torsión uniforme. Por tanto, debe dimensionarse también para las acciones relacionadas con la distorsión, que hemos visto anteriormente.

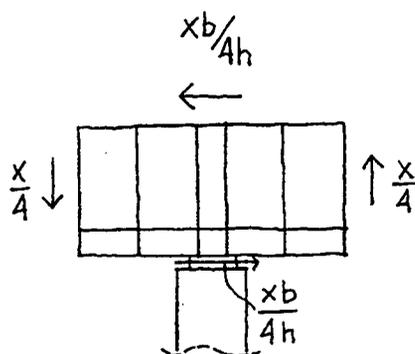


FIGURA 6.209

6.7 SOPORTES COMPUESTOS

6.7.1 Introducción

Los soportes compuestos están constituidos por varios perfiles, generalmente laminados simples, con un arriostramiento entre ellos que asegura su trabajo conjunto.

No suelen utilizarse como soportes definitivos en puentes, por ser en general menos competitivos que las pilas de hormigón. Es más probable su utilización en elementos auxiliares en la etapa del montaje del puente.

En este tipo de soportes hay que prestar especial atención a la forma de introducir las cargas, que deben ser transmitidas por el soporte asegurando que existe un esquema de flujo de esfuerzos compatible con la geometría de los elementos de transición y que las dimensiones de chapas, soldaduras o tornillos de unión, son las necesarias para transmitir el flujo tensional correspondiente al esquema establecido.

Las presillas o celosías que solidarizan los perfiles individuales de los soportes compuestos deben tener la capacidad resistente adecuada para transmitir los esfuerzos que nacen de la solidarización. En particular, hay que verificar que las uniones de los elementos que forman la estructura complementaria de arriostramiento tienen capacidad para transmitir los esfuerzos a los perfiles principales. Este suele ser uno de los puntos débiles de este tipo de elementos estructurales.

El dimensionamiento de estos elementos está basado en unas hipótesis que exigen que el número de tramos en que queda dividido el soporte sea igual o superior a 3. También es recomendable que la inclinación de las barras de las celosías, cuando sea éste el sistema utilizado como arriostramiento, esté comprendida entre los 30° y 60°, en relación con el eje del soporte.

6.7.2 Método de cálculo

En el caso del soporte empresillado, con frecuencia la comprobación resistente consiste en sustituir el perfil compuesto por un perfil simple que debe dimensionarse para un esfuerzo $N_{1,sd}$ y para una esbeltez λ_{eq} .

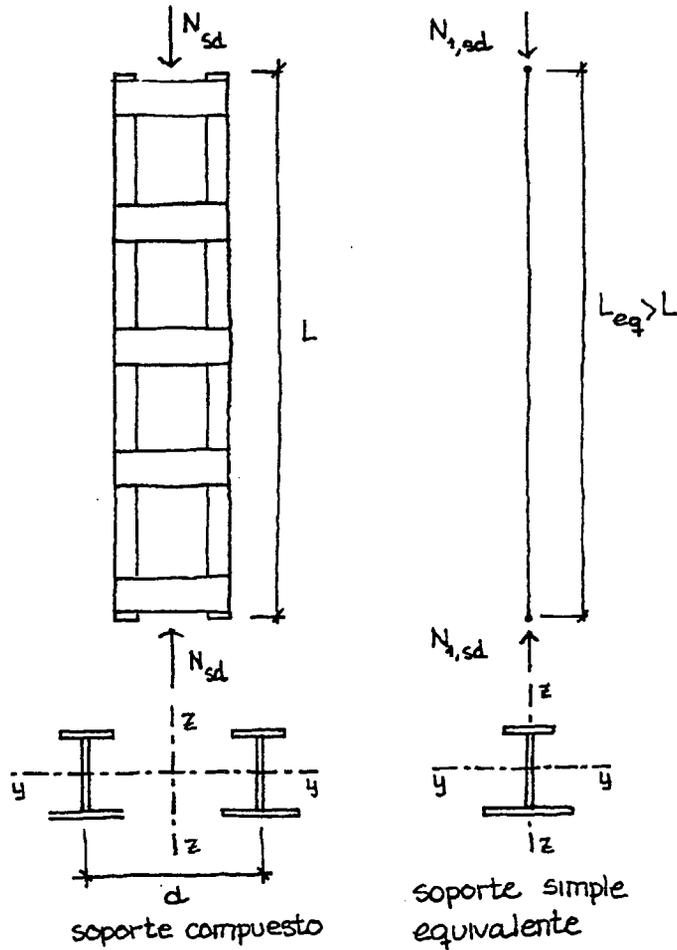


FIGURA 6.210

El valor de $N_{1,sd}$ en cada perfil simple se determina suponiendo una imperfección equivalente del soporte compacto de $e_o = L/500$:

$$N_{1,sd} = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{N_{sd} \cdot e_o}{d} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}}$$

siendo d la distancia entre perfiles simples, de donde resulta la expresión que figura en las Recomendaciones:

$$N_{1,sd} = \frac{1}{2} \cdot N_{sd} \left[1 + \frac{L}{250 d} \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}}} \right]$$

En el cálculo de N_{cr} de esta expresión, que tiene un significado idéntico al de los soportes simples, se tiene que tomar en cuenta la deformabilidad del dispositivo de arriostramiento. Así, en la ecuación característica:

$$N \cdot y = -EI \cdot y''$$

se debe incorporar la deformación provocada por el esfuerzo cortante, que en los perfiles simples es prácticamente despreciable.

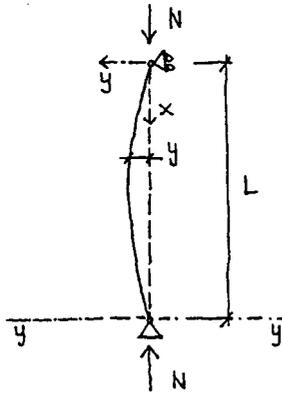
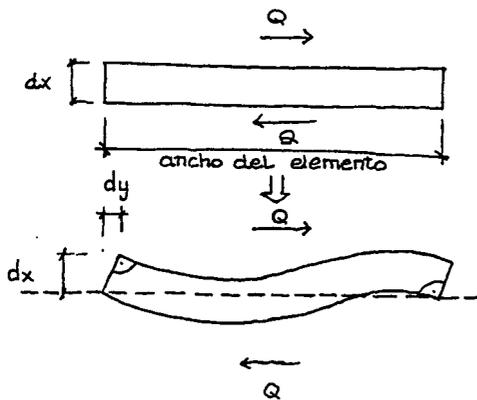


FIGURA 6.211

$$y = y_M + y_Q$$

$$y''_M = -\frac{N \cdot y}{EI}$$

La deformada provocada por el cortante se puede determinar analizando el comportamiento de una rebanada de espesor dx (α es un coeficiente que depende de la geometría de la sección de área A):



$$\gamma = \frac{dy}{dx} = \frac{\tau}{G}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\alpha \cdot Q}{A \cdot G}$$

como:

$$Q = \frac{d \cdot M}{dx} = N \cdot y'$$

FIGURA 6.212

Tendremos:

$$y'' = \frac{\alpha}{A \cdot G} \cdot \frac{d \cdot Q}{dx} = \frac{\alpha}{A} \cdot N \cdot y''$$

Por tanto, la ecuación diferencial general valdrá en este caso:

$$y'' = y''_M + y''_Q = -\frac{N \cdot y}{EI} + \frac{\alpha}{A \cdot G} \cdot N \cdot y''$$

que se transforma en:

$$y'' = -\frac{N}{EI} \left(\frac{1}{1 - \frac{\alpha \cdot N}{A \cdot G}} \right) \cdot y$$

Esta es la ecuación que gobierna el comportamiento de una pieza comprimida cuando se tiene en cuenta el valor del esfuerzo cortante, siendo el término englobado en el paréntesis el que corresponde a dicho efecto. En el caso de soportes y vigas de alma llena, el término $\alpha N/AG$ suele valer del orden de $1/3.000$ y es, por tanto, irrelevante. No es así, sin embargo, en el caso de las piezas compuestas.

El valor de α es de 1,20 en caso de sección rectangular, del orden de 1,11 si se trata de una sección circular y varía, en general, entre 2 y 3 en perfiles en I con el cortante actuando en el plano del alma. En este último caso, un valor aproximado es el que resulta de dividir el área total de la sección por el área del alma.

La expresión anterior se puede poner en la forma habitual:

$$y'' + k^2 \cdot y = 0$$

siendo:

$$k^2 = \frac{N}{EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\alpha \cdot N}{A \cdot G}}$$

La carga crítica resultante, para $k = \pi/L$, es:

$$\frac{N_{cr}}{EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\alpha \cdot N_{cr}}{A \cdot G}} = \frac{\pi^2}{L^2}$$

es decir:

$$N_{cr} = \frac{N_E}{1 + \frac{\alpha \cdot N_E}{A \cdot G}} \quad \text{siendo} \quad N_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2}$$

luego:

$$L_{eq}^2 = \frac{\pi^2 \cdot EI}{N_{cr}} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{N_E} \left(1 + \frac{\alpha \cdot N_E}{A \cdot G} \right)$$

lo que, a su vez, se puede escribir:

$$L_{eq}^2 = L^2 + (\Delta \cdot L)^2$$

siendo:

$$L = \frac{\pi^2 \cdot EI}{N_E} \quad \text{longitud de pandeo del soporte compuesto, supuesto internamente indeformable}$$

$$(\Delta \cdot L)^2 = \frac{\pi^2 \cdot EI \cdot \alpha}{A \cdot G} \quad \text{incremento debido al efecto de la deformabilidad por cortante}$$

Esto se puede también escribir en la forma en que tradicionalmente aparece en normas y recomendaciones:

$$\left(\frac{L_{eq}}{i} \right)^2 = \left(\frac{L}{i} \right)^2 + \left(\frac{\Delta \cdot L}{i} \right)^2$$

es decir:

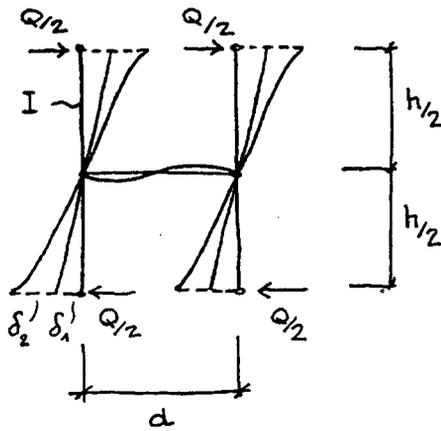
$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda_E^2 + \lambda_c^2}$$

en donde:

λ_E es la esbeltez geométrica del soporte compuesto en relación con el plano del pandeo correspondiente al plano del arriostramiento

λ_c esbeltez complementaria que tiene en cuenta la deformación por cortante

Esta expresión vale, cualquiera que sea el tipo de arriostramiento (presillas o celosías de diferente índole). En el caso del soporte empresillado, tendríamos:



$$\delta_{total} = \delta_1 + \delta_2 = \frac{Q \cdot l_1^2 \cdot d}{48EI_p} + \frac{Q \cdot l_1^3}{48EI_1}$$

Es habitual que la rigidez de la presilla sea muy superior a la del soporte (en las Recomendaciones se plantea la condición: $I_p/d \geq I_1/L_1$) y, por tanto, el valor de δ_1 puede ser despreciable:

$$\delta_{total} \approx \delta_2 = \frac{Q \cdot l_1^3}{48EI_1} \quad \left(y'_Q \approx \frac{\delta_2}{l/2} = \frac{Q \cdot l_1^2}{24EI_1} \right)$$

FIGURA 6.213

Como:

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{G} \cdot \alpha}$$

siendo:

$$\alpha = \frac{y'_Q}{Q} \cdot A \cdot G = \frac{l_1^2 \cdot A \cdot G}{24EI}$$

se llega a:

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{l_1^2 \cdot A}{24I_1}} \approx \frac{l_1}{i_1}$$

Así se puede determinar el valor de $N_{1,sd}$ para el que hay que comprobar la sección central del soporte compuesto, donde el momento es máximo y el cortante es nulo.

Además, en los extremos (donde el cortante es máximo y el momento es nulo), los perfiles simples se deben comprobar para:

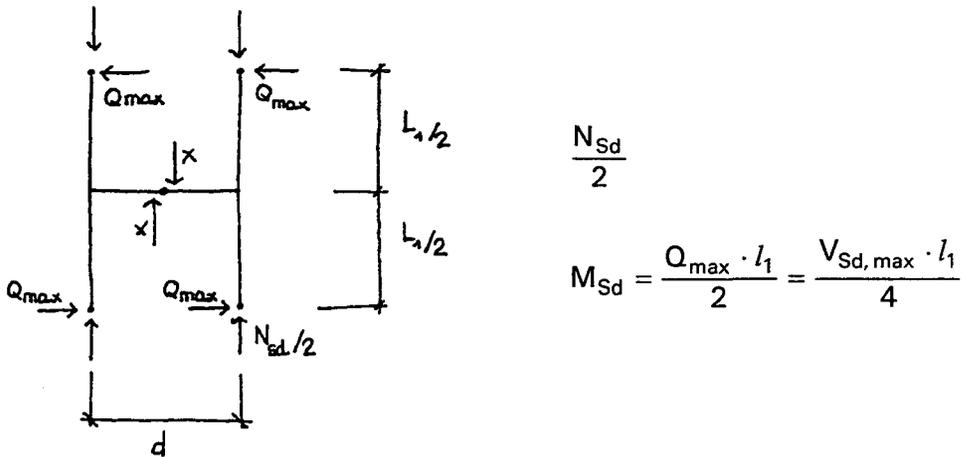


FIGURA 6.214

siendo V_{Sd} el cortante provocado por la combadura de la pieza, que se supone senoidal y con flecha $L/500$ en el centro, resulta:

$$V_{Sd} = \frac{d(M_{Sd})}{dx} = \frac{d}{dx} \left(N_{Sd} \cdot \frac{L}{500} \cdot \text{sen} \frac{\pi \cdot x}{L} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 - N_{Sd}/N_E} \right)$$

$$V_{Sd} = N_{Sd} \cdot \frac{L}{500} \cdot \frac{\pi}{L} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{L} \cdot \frac{1}{1 - N_{Sd}/N_E}$$

Para $x=0$:

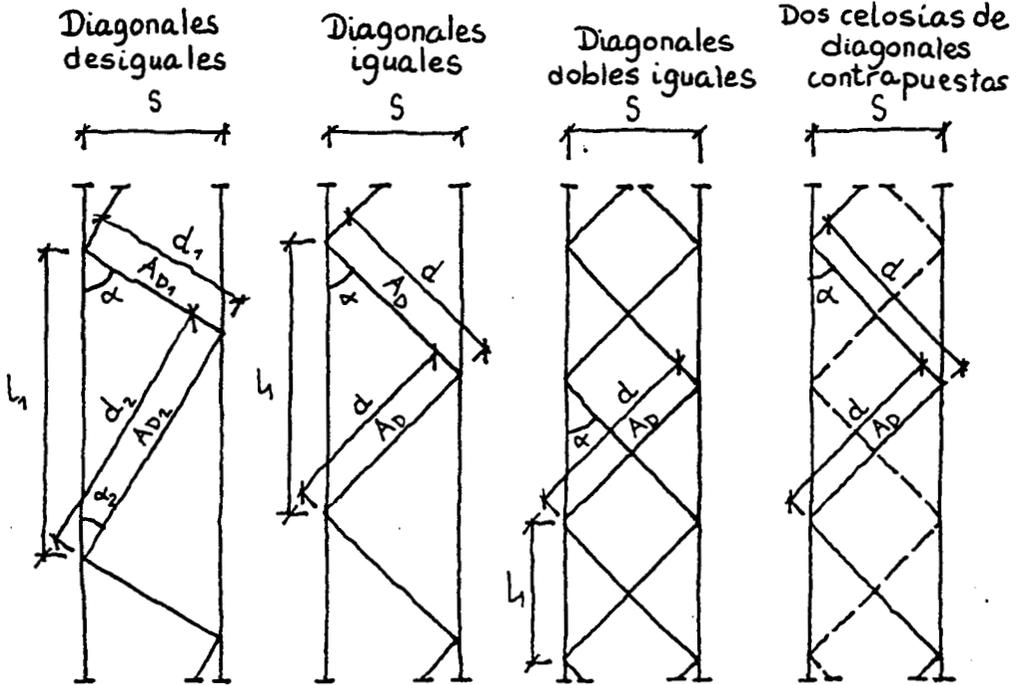
$$V_{Sd,max} = N_{Sd} \cdot \frac{\pi}{500} \cdot \frac{1}{1 - N_{Sd}/N_{cr}}$$

Por otra parte, los esfuerzos en el encuentro con los perfiles simples del soporte, se dimensionarán suponiendo una articulación en un punto medio. Como tendremos dos planos de presillas, en cada una de ellas, los esfuerzos a considerar serán:

$$x = \frac{V_{Sd,max} \cdot l_1}{d}$$

$$M_p = x \cdot \frac{d}{2} = \frac{V_{Sd,max} \cdot l_1}{2}$$

En el caso de arriostramiento en celosía, el procedimiento de cálculo será similar. En el Eurocódigo 3, en la NBE-103 y en muchos textos clásicos, se dan los valores de la esbeltez complementaria para distintos tipos de celosía (figura 6.215).



$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n l_s^2} \left(\frac{d_1^3}{A_{D1}} + \frac{d_2^3}{A_{D2}} \right)}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2A}{n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_s^2}}$$

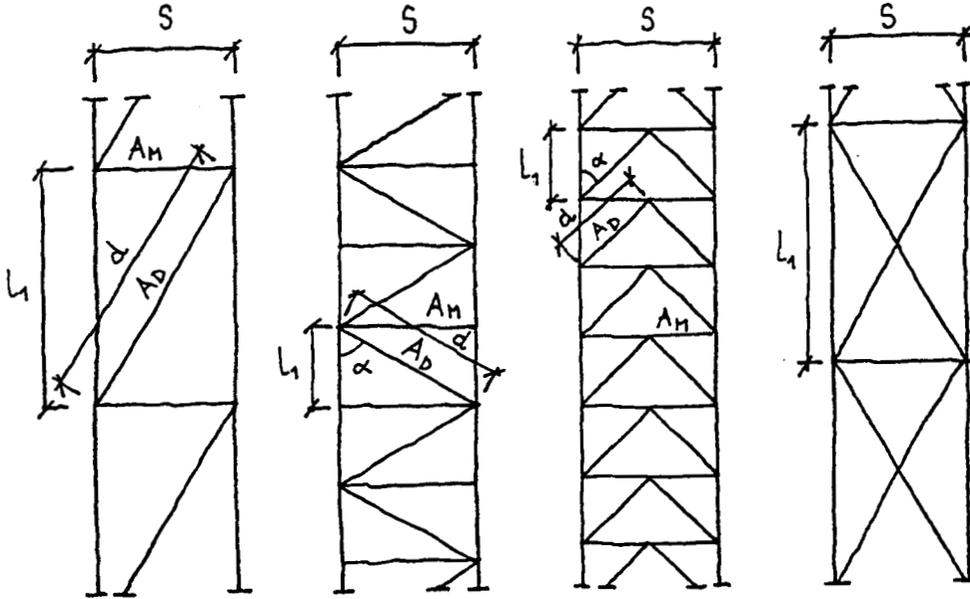
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2A}{2n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_s^2}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{A_D} \cdot \frac{d^3}{l_s^2}}$$

Montantes y diagonales

Montantes sueltos y diagonales y jabalcones

Montantes



$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n l_s^2} \left(\frac{d^3}{A_D} + \frac{s^3}{A_M} \right)}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n A_D} \cdot \frac{d^3}{l_s^2}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{2n l_s^2} \left(\frac{d^3}{A_D} + \frac{s^3}{A_M} \right)}$$

FIGURA 6.215

6.8 VIGAS TRIANGULADAS

Las estructuras en celosía se caracterizan por los numerosos y, con frecuencia, complejos nudos de encuentro de los montantes y de las diagonales con los cordones comprimidos y traccionados, que exigen una cuidada ejecución y deben estar bien resueltos para que su comportamiento corresponda al del modelo de cálculo de la estructura.

El progreso en las técnicas de soldeo ha dado lugar al uso cada vez más frecuente de estructuras en celosía, planas o espaciales, que se resuelven mediante nudos soldados. Estos, de estar bien concebidos, se comportarán como nudos rígidos. Así, las barras entre nudos estarán solicitadas por esfuerzos axiales y por momentos flectores debidos a la deformabilidad interna de la celosía y a las cargas (el peso propio y el viento suelen tener a estos efectos poca importancia) directamente aplicadas a las barras.

El modelo general de cálculo permitirá individualizar cada una de las barras que están solicitadas en flexo-compresión o en flexo-tracción. En el primer caso, la comprobación a realizar será la de un soporte comprimido con momentos flectores en sus extremos y una longitud de pandeo en el plano de la celosía.

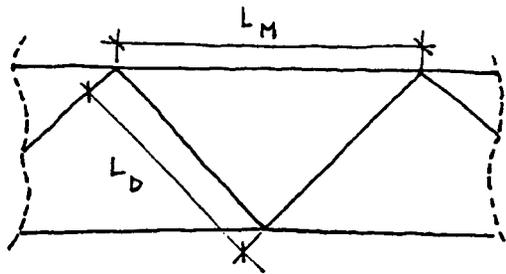


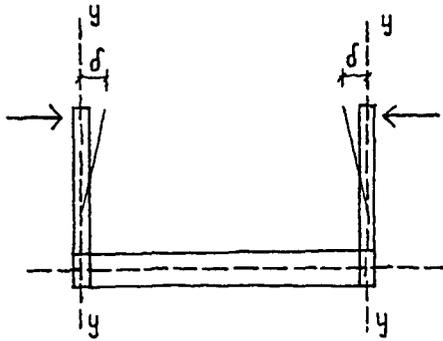
FIGURA 6.216

$$L_p = 0,90 L_M \quad \text{en cordones superior e inferior}$$

$$L_p = 0,80 L_D \quad \text{en diagonales}$$

Además, habrá que verificar el pandeo en un plano perpendicular al de la celosía, suponiendo que transversalmente los nudos son prácticamente indesplazables y tomando para ello como longitud de pandeo las de L_M y L_D sin reducción.

Para que la citada suposición esté justificada, hay que verificar la expresión siguiente, en forma análoga a lo comentado en el caso del pandeo lateral del cordón comprimido:



$$L_p = \pi \sqrt[4]{\frac{1}{4} EI \cdot \delta \cdot L_M} \neq L_M$$

Cuando el valor de \$L_p\$ esté muy próximo al de \$L_T\$, se sustituirá en la expresión anterior el valor de \$E\$ por el de \$T\$, módulo tangente, que se puede determinar mediante la expresión:

$$T = E \cdot \chi(\bar{\lambda})^2$$

FIGURA 6.217

o, lo que es lo mismo:

$$T = E \cdot \frac{\chi \cdot \sigma_y}{\sigma_{cr}}$$

Como es tradicional en el diseño de celosías, es conveniente que las líneas en las que se sitúan los centros de gravedad de todas las barras que confluyen en un mismo nudo sean coincidentes. En otro caso, el modelo de cálculo debe permitir evaluar las consecuencias de la excentricidad que se ha creado.

En el caso de que existan barras cruzadas, la longitud de pandeo de una de ellas se verá influida por el comportamiento de la otra, que reducirá el riesgo de pandeo si está en tracción y lo incrementará si está en compresión.

En el texto de las Recomendaciones, se recogen algunas configuraciones posibles y sus correspondientes longitudes de pandeo, extractadas de la literatura especializada.

7.DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN ACERO-HORMIGÓN

ÍNDICE

	Pág.
7. DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN ACERO-HORMIGÓN	
7.1 INTRODUCCIÓN	379
7.2 EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS PARA PERNOS CONECTADORES.....	380
7.3 RESISTENCIA ÚLTIMA DE UN PERNO CONECTADOR.....	382
7.4 OTROS TIPOS DE CONECTADORES.....	385
7.5 DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE CONECTADORES	385
7.6 ARMADURAS TRANSVERSALES.....	397

7. DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN ACERO-HORMIGÓN

7.1 INTRODUCCIÓN

El trabajo conjunto del hormigón y acero es esencial en los puentes de estructura mixta. Por ello, también lo es asegurar que la conexión tiene capacidad para transmitir los esfuerzos rasantes que se generan en las superficies de contacto entre ambos materiales, con unas deformaciones relativas suficientemente pequeñas para que, en la práctica, no haya que tomarlas en consideración.

En algunos elementos estructurales, como los soportes mixtos, en los que la sollicitación predominante es la de compresión (que no genera esfuerzos rasantes), puede admitirse el trabajo conjunto del hormigón y acero sin necesidad de conectadores, en zonas alejadas de aquéllas en las que se introducen las cargas, siempre y cuando los flectores y cortantes concomitantes que solicitan al fuste del soporte mixto generen unos valores de adherencia inferiores a los establecidos en las Recomendaciones:

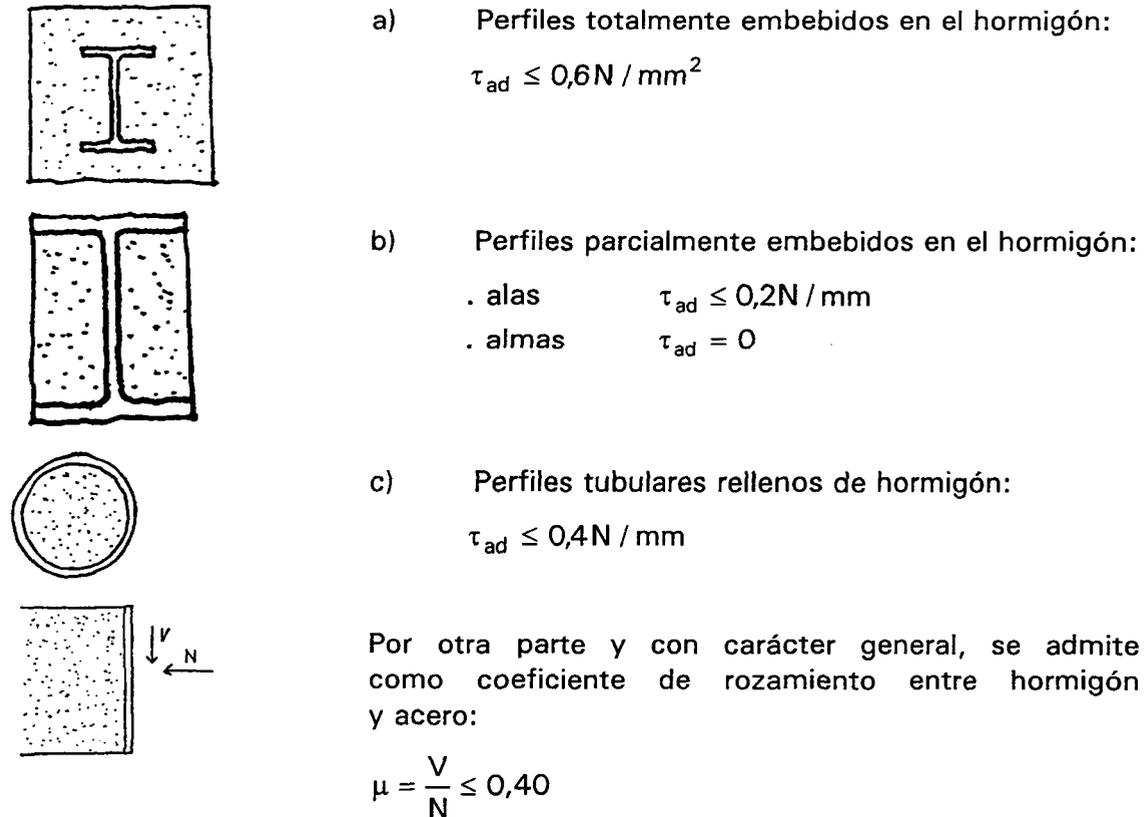


FIGURA 7.1

7.2 EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS PARA PERNOS CONECTADORES

Los pernos conectadores son con mucha diferencia los que con más frecuencia se utilizan en la construcción de los puentes mixtos. Los pernos son unos vástagos con cabeza, de un material con las características mecánicas especificadas en el apartado 3.8. de las Recomendaciones. Se suministran con una lágrima de fundente en su extremo para favorecer la formación del arco en el proceso de soldadura automática. La soldadura, durante la fusión, se protege de la intemperie mediante un anillo cerámico que posteriormente se elimina. Ejecutada en condiciones correctas, es una solución muy eficiente.

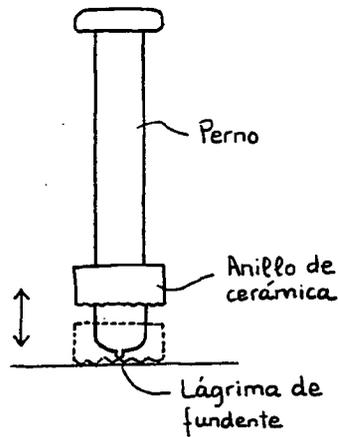


FIGURA 7.2

Los pernos conectadores utilizados en puentes, suelen ser en general de 19 mm (3/4") y de 22 mm (7/8") de diámetro. Se suministran en diferentes longitudes, según las especificaciones del proyecto. Las dimensiones de la cabeza deben cumplir las condiciones siguientes:

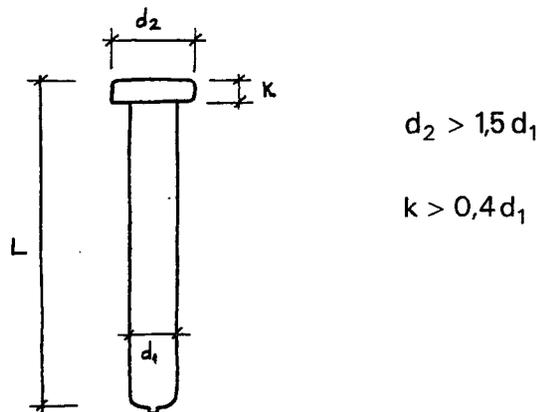
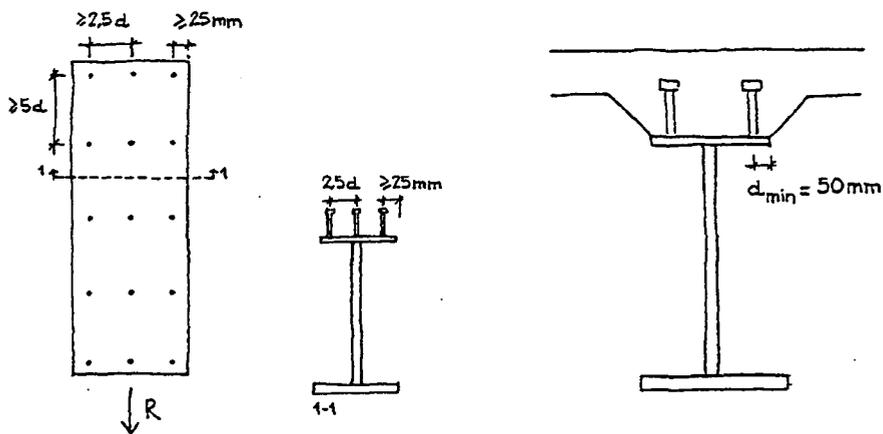


FIGURA 7.3

Por otra parte, por razones constructivas, deben mantenerse unas distancias mínimas, que figuran en el apartado 7.3.1 de la RPX-95, en el que se establecen también las distancias máximas aconsejables. Además, hay que recordar que en el apartado 6.3.2.3, figuran otras exigencias tendentes a evitar el riesgo de inestabilidades localizadas en las chapas metálicas en contacto con el hormigón.

En conjunto, tendremos las siguientes limitaciones:

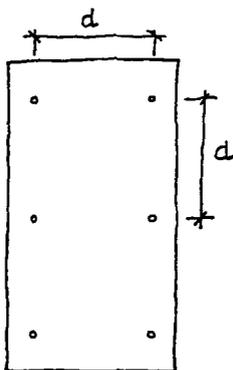
- a) *Distancia mínima entre pernos conectadores y entre éstos y el borde, en el caso de losas macizas*



(1) En caso de tratarse de una losa aligerada, esta distancia mínima se convierte en 4d.

FIGURA 7.4a)

- b) *Distancia máxima*



$$d \leq 800 \text{ mm}$$

$$d \leq 6 \text{ veces el espesor de la losa}$$

FIGURA 7.4b)

c) *Distancias máximas para evitar inestabilidades locales* (apartado 6.3.2.3)

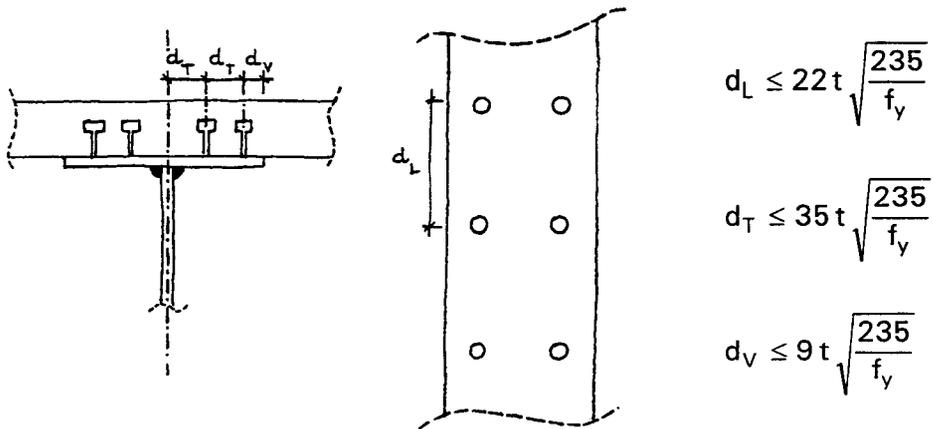


FIGURA 7.4c)

En general, es conveniente que las distancias máximas entre conectores y de éstos al borde de la chapa y al eje de las almas no superen estos últimos valores, más exigentes que los anteriormente establecidos.

En caso de que se hayan proyectado losas prefabricadas con cajetines en los que se concentran los conectores, las distancias entre pernos podrán ser más grandes que las indicadas, pero habrá que analizar la capacidad de transferencia a la losa de hormigón de los esfuerzos concentrados en el núcleo de pernos conectores. Además, habrá que analizar las consecuencias que se pueden derivar de la falta de conexión de la chapa con la losa de hormigón, entre grupos de pernos.

En las Recomendaciones, se recuerda que el diámetro del perno no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la chapa a la que se une, aunque con las dimensiones de pernos y chapas que se utilizan en los puentes mixtos, esta condición no suele ser determinante.

7.3 RESISTENCIA ÚLTIMA DE UN PERNO CONECTADOR

El esfuerzo rasante último que puede transmitir un perno conector está limitado por la capacidad del hormigón para soportar las tensiones localizadas que se generan en el contacto con el perno o por el cizallamiento del propio perno.

Ambas limitaciones se pueden cuantificar aplicando las exigencias que figuran a continuación.

a) *Limitación por capacidad del hormigón*

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \frac{1}{\gamma_v}$$

Para los hormigones más habituales (H-30 / H-35 / H-40), y para los pernos más frecuentemente utilizados ($d=16/19/22$ mm), tendremos los valores siguientes, suponiendo $h \geq 4d$ o, lo que es lo mismo:

$$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \geq 1,0$$

d \ f _{ck}	Valores de P _{Rd} [kN]		
	H-30	H-35	H-40
16	59,5	65,7	71,5
19	83,9	92,7	100,8
22	112,5	124,3	135,2

Se ha tomado $E_c = 10.000 \sqrt{f_{ck} + 8}$ y $\gamma_v = 1,25$

b) *Limitación por cizallamiento del perno*

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

De acuerdo con el artículo 3.8, se puede tomar para f_u el valor 450 N/mm², resultando:

Para $\phi = 16$ mm	$P_{Rd} = 57,8$ kN
Para $\phi = 19$ mm	$P_{Rd} = 81,6$ kN
Para $\phi = 22$ mm	$P_{Rd} = 109,3$ kN

Como se ve, cuando el hormigón es igual o superior a H-30, la capacidad a cizallamiento es determinante y son los tres valores anteriores de P_{Rd} los que intervendrán en las comprobaciones de seguridad.

Una de las ventajas de los pernos conectores es que, debido a su simetría, su capacidad última para transmitir rasantes es la misma cualquiera que sea la dirección de ésta y, por tanto, no hay que orientarlos.

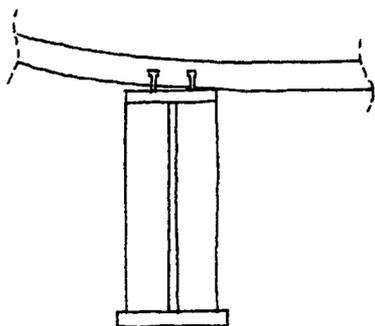


FIGURA 7.5

En general, los pernos trabajarán exclusivamente a esfuerzos rasantes. La flexión de la losa puede inducir algunos esfuerzos de tracción, especialmente en las zonas con rigidizadores transversales en el alma de la viga metálica. Se suele considerar que ello no disminuye la capacidad del perno frente a esfuerzos rasantes. Otro tanto ocurre en la zona en que se transfieren esfuerzos localizados, como los de retracción y gradiente de temperatura.

Cuando excepcionalmente el perno trabaja a tracción, hay que comprobar:

- a) que la tracción máxima no supera el 60% del valor de P_{rd} antes calculado.
- b) que el punto representativo del esfuerzo rasante P_{rs} y de la tracción concomitante T_{sd} está dentro del dominio de seguridad en el siguiente diagrama de interacción.

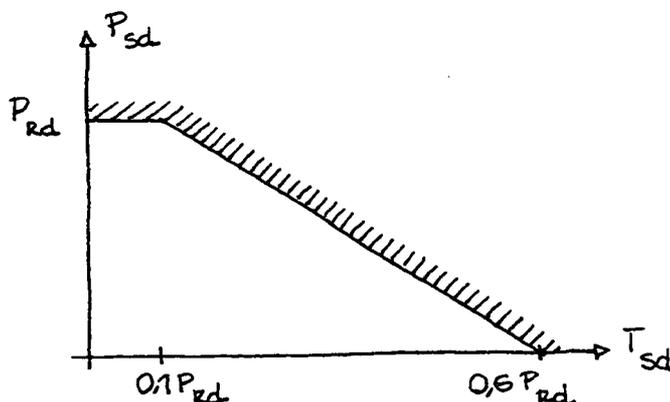


FIGURA 7.6

7.4 OTROS TIPOS DE CONECTADORES

En las Recomendaciones se recogen, al igual que en el Eurocódigo 4, otros tipos de conectadores, cuyo uso es menos frecuente debido, principalmente, a las siguientes causas:

- Requieren mayor mano de obra y una especial atención a la calidad de las soldaduras, tanto de los tacos (o piezas de acero con el ala de las vigas metálicas) como de las barras de anclaje con dichas piezas, cuando estos anclajes forman parte del dispositivo de conexión.
- Son esencialmente direccionales y, por tanto, hay que prestar especial atención a su orientación y a la transmisión de los esfuerzos que pueden existir en sentido transversal.
- Su comportamiento es peor conocido que el de los pernos conectadores, de los que se dispone un mayor y creciente número de ensayos y análisis de comportamiento.
- Los condicionantes de fatiga exigen una cuidada ejecución de todas las soldaduras y un análisis específico que asegure el correcto comportamiento del conectador.

Además de los recogidos en las Recomendaciones, se pueden utilizar otros medios de conexión, pero requieren que su comportamiento esté avalado por resultados de ensayo que permitan calibrar el modelo de cálculo que se vaya a utilizar.

7.5 DIMENSIONAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE CONECTADORES

Decidido el tipo y características de los conectadores que van a ser utilizados, habrá que proceder a determinar su número y distribución.

En el caso de utilizar conectadores rígidos que carecen de ductilidad, no es posible admitir redistribuciones de rasantes entre conectadores a lo largo de la viga. Su distribución y capacidad deberán, por tanto, adaptarse rigurosamente a la envolvente de rasantes, teniendo en cuenta todas las acciones y las combinaciones de acciones.

Los pernos conectadores tienen un comportamiento más dúctil y es aceptable que la envolvente de rasantes supere en algunas zonas la capacidad resistente de los pernos dispuestos, siempre que globalmente su resistencia sea mayor que la sollicitación.

El ejemplo del tablero isostático desarrollado en el Anejo nº 1, contribuye a exponer y clarificar la problemática que plantea la determinación el número y distribución de pernos conectadores.

Si, como se ha hecho en el ejemplo citado, se aísla la mitad de la losa de hormigón del tablero:

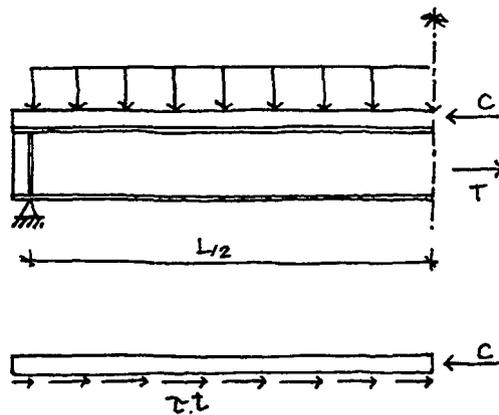
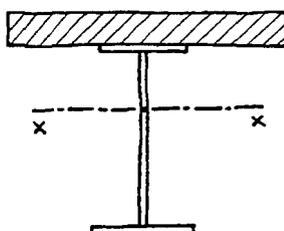


FIGURA 7.7

La integral de los esfuerzos rasantes $\tau \cdot t$ a lo largo de la viga debe coincidir con la compresión que actúa en la losa de hormigón:

$$C = \int_0^{L/2} (\tau t) dz$$

Si la viga estuviese solicitada solamente por las cargas verticales gravitatorias y se encontrase dentro del rango de su comportamiento elástico, el valor del rasante en cualquier sección será, como es bien sabido:

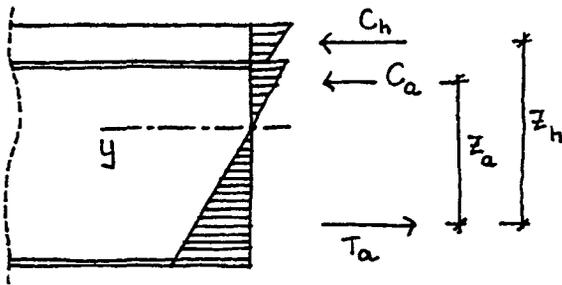


$$\tau \cdot t = \frac{Q \cdot S_e}{I} = \frac{Q}{z_e}$$

siendo S_e el momento estático del área homogeneizada de la losa de hormigón, en relación con el centro de gravedad de la sección de inercia homogeneizada I . La

FIGURA 7.8

relación I/S_e tiene la magnitud de una longitud y equilibra al brazo de palanca.



El equilibrio de las resultantes tensionales mostradas en el esquema, en relación con el momento flector que solicita a la tensión, exige:

$$C_h \cdot z_h + C_a \cdot z_a = M$$

FIGURA 7.9

Por lo tanto:

$$C_h \cdot z_h \left(1 + \frac{C_a \cdot z_a}{C_h \cdot z_h} \right) = M$$

El valor del rasante será:

$$\tau t = \frac{dC_h}{dy} = \frac{dM}{dy} \cdot \frac{1}{z_h \left(1 + \frac{C_a \cdot z_a}{C_h \cdot z_h} \right)} = \frac{Q}{z_e}$$

donde:

$$Q = \frac{dM}{dy}$$

$$z_e = z_h \left(1 + \frac{C_a \cdot z_a}{C_h \cdot z_h} \right)$$

El valor de z_e será mayor que z_h y, por otra parte, la ley de rasantes coincidirá con la de cortantes que, a su vez, es la derivada de la ley de momentos.

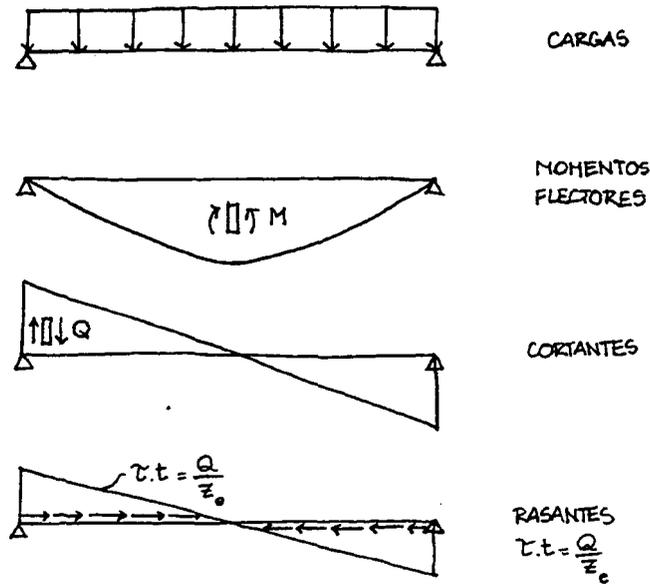


FIGURA 7.10

Es interesante señalar que, admitiendo comportamientos elásticos, la práctica –relativamente frecuente en estructuras de edificación– de definir una distribución uniforme de pernos conectadores, lleva implícitamente consigo la aceptación de que la ley de rasantes sea constante a lo largo de la viga y que, por tanto, lo sea también la ley de cortantes. Como, además, $Q = dM/dy$, la constancia de la ley de cortantes exige una distribución lineal de momentos, es decir, que la distribución igualmente espaciada de pernos significa que la estructura mixta, como tal, sólo absorbe una parte de los momentos generados por las cargas exteriores.

Por tanto, de esta forma se está aceptando que el comportamiento de la viga a flexión se descompone en la suma de los dos casos representados en la figura 7.11.

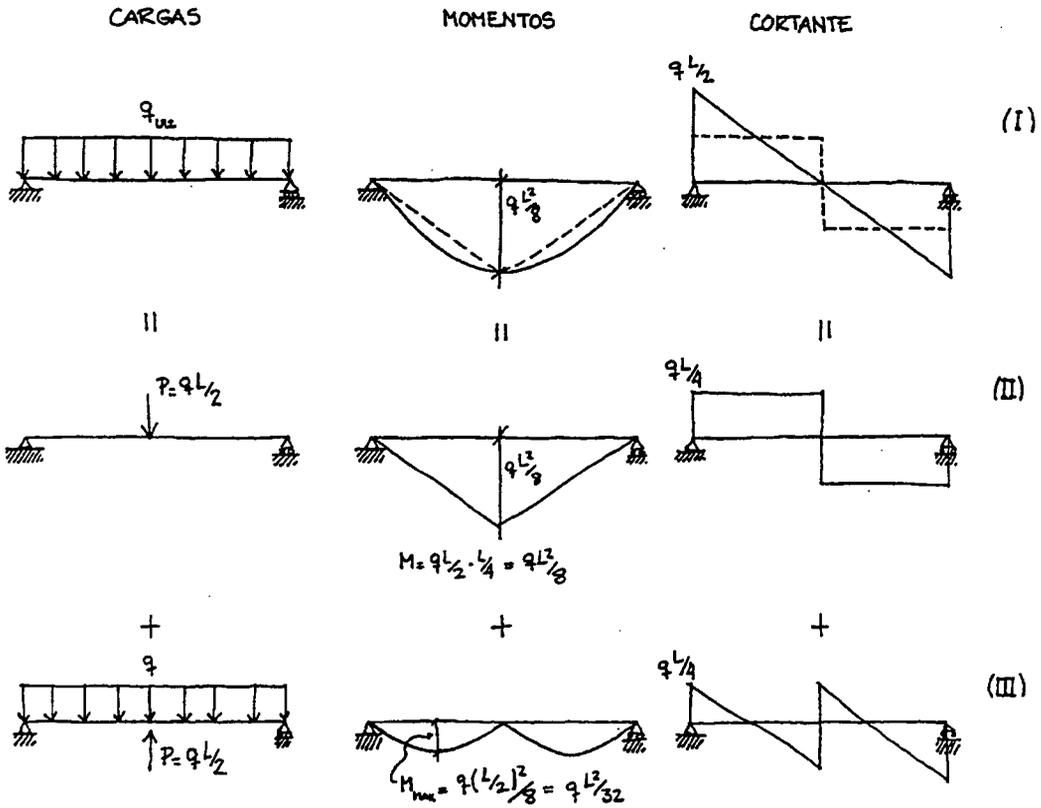


FIGURA 7.11

El estado (II) se adapta perfectamente a la distribución uniforme de pernos conectadores y los esfuerzos consiguientes son resistidos por la sección mixta.

Los esfuerzos correspondientes al estado (III) deben ser resistidos por la parte metálica sola que, por ello, en las zonas en el entorno de $L/4$, debe estar sobredimensionada. Esto es frecuente que ocurra en las estructuras de edificación, en las que se utilizan perfiles laminados, dimensionados para el momento de la sección central, por lo que están sobredimensionados en el resto de las secciones. Es frecuente también que el dimensionamiento esté condicionado por la limitación de flechas y que, desde el punto de vista resistente, la estructura metálica esté sobredimensionada. Condición imprescindible para que se justifique una distribución uniforme de pernos conectadores.

Pero en puentes mixtos no se dan las mismas características. Por ello se recomienda que la disposición de los conectadores se aproxime a la envolvente de esfuerzos rasantes.

Los efectos de la fluencia, de la retracción y de los gradientes de temperatura en la generación de rasantes de las estructuras mixtas y en su influencia en el número y posición de los pernos conectadores, requieren una reflexión específica, que se ha cuantificado también en el ejemplo del Anejo nº 1.

En dicho ejemplo (tablero no apeado), las cargas muertas provocan compresiones en la losa de hormigón.

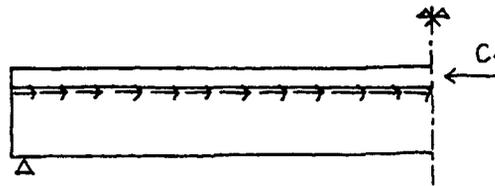


FIGURA 7.12

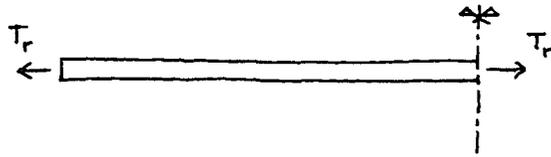
La fluencia produce una cierta descompresión en la losa y sus efectos equivalen a una tracción en la losa y rasantes en sentido contrario a los provocados por las cargas muertas.



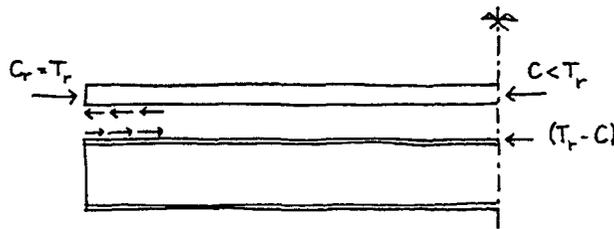
FIGURA 7.13

Para $t=0$, $t_f=0$ y para $t=\infty$, la resultante de rasantes será C_1-T_f .

La retracción actúa de otra manera. Como ya se ha visto, el efecto de la retracción se puede interpretar como la suma de dos estados.



(I): Tracción en la losa de hormigón independizada

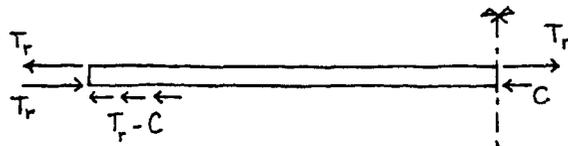


(II): Compresión $C = T_r$ en los bordes de la losa conectada

FIGURA 7.14

En la etapa (II) la mayor parte de la compresión, originada en el borde de la losa conectada, pasa a la losa. Pero no toda. Una parte, generalmente pequeña, queda anclada en el borde y se difunde por la viga metálica.

La suma de las dos etapas será el efecto real de la retracción:



Es decir, el equilibrio de la losa exige:

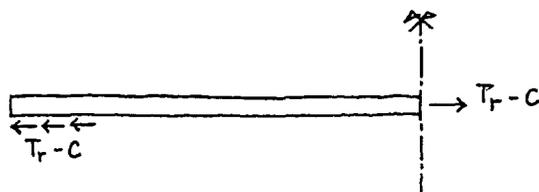


FIGURA 7.15

La retracción produce tracciones a lo largo de la losa de valor constante, excepto en los bordes. No hay rasantes a lo largo de la viga y todo el anclaje de la tracción T_r -C se concentra en el extremo.

Otro rasgo característico de los efectos de la retracción sobre el rasante es que su sentido es opuesto al generado por las cargas exteriores y, por tanto, no son sumables. Estrictamente hablando, habría que restarlos.

El efecto del gradiente de temperatura (suponiendo que corresponde a una diferencia constante entre la losa de hormigón y la viga metálica), será similar al de la retracción, pero actuando en los dos sentidos. Respecto al rasante, es más desfavorable la hipótesis de calentamiento de la losa.

Se puede considerar que la transferencia de este tipo de esfuerzos se produce en una longitud igual al ancho total de la losa que actúa con la viga.

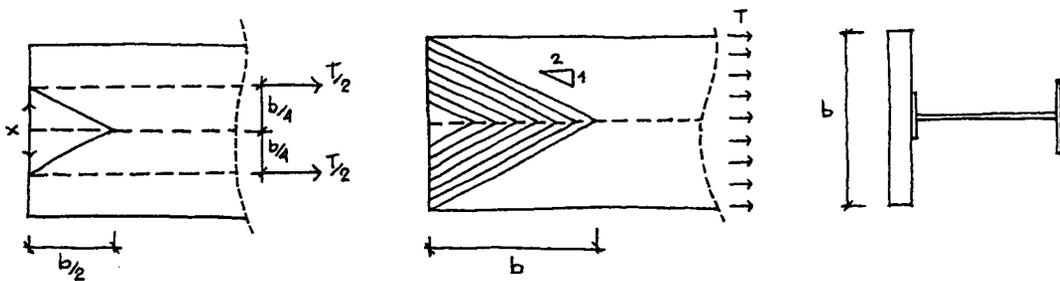


FIGURA 7.16

Por ello, en el borde de la losa perpendicular al eje de la viga, se debe disponer una armadura localizada de valor:

$$X = \frac{T}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{T}{4}$$

Si, a partir del comportamiento elástico de la viga isostática analizada, se continúa incrementando la carga, la fibra inferior del acero habrá alcanzado su límite tensional y la sección comenzará a plastificarse. La compresión en la losa de hormigón no aumentará linealmente con la carga. Los incrementos serán más importantes, lo que viene a significar que el brazo de palanca, que ha tenido por valor z_e en la fase elástica, se irá reduciendo progresivamente hasta alcanzar, con la plastificación completa de la sección, un valor z_p , claramente identificable en la figura 7.17.

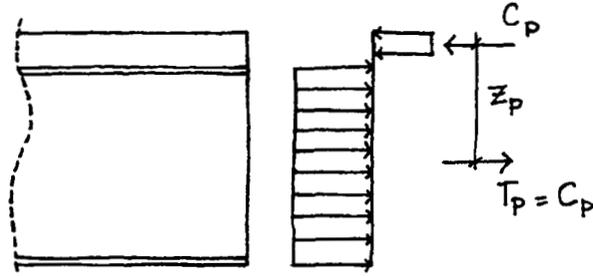


FIGURA 7.17

Si todas las secciones de la viga (supuesta de geometría constante) llegasen a plastificar y, por tanto, en todas el brazo de palanca fuese z_p , significativamente más pequeño que el elástico, la ley de rasantes se multiplicaría por la relación z_p/z_e (para el mismo valor de Q).

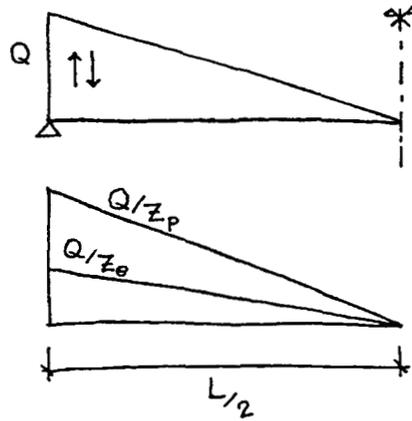


FIGURA 7.18

En realidad, como las secciones más próximas a los apoyos mantendrán su comportamiento elástico, la ley será intermedia.

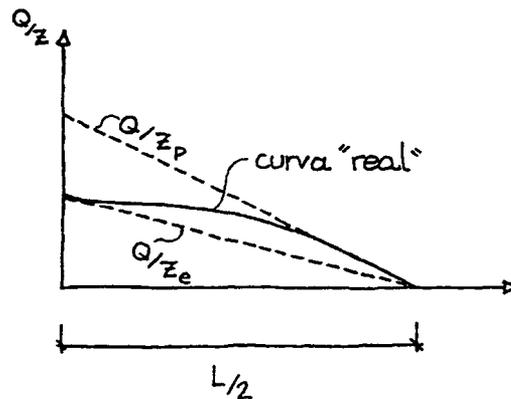


FIGURA 7.19

En definitiva, para estados avanzados de carga, la distribución de rasantes deja de ser lineal.

Por otra parte, será poco realista y excesivamente conservador determinar el número de pernos conectadores para que, en conjunto, puedan transmitir el esfuerzo de compresión correspondiente a la plastificación completa de la sección. Es más realista y coherente con el valor calculado del momento resistente, considerar la compresión correspondiente a dicho momento, esto es, a una deformación de la fibra inferior del acero igual a $4\varepsilon_y$. A estos efectos no habrá que considerar ni retracción ni temperatura pues, como ya hemos visto, no generan rasantes.

Como resumen práctico, se puede plantear:

- que el número total de pernos conectadores sea el que corresponde al valor de la compresión en el hormigón, determinado para el momento que provoca una deformación unitaria $\varepsilon_{ai} = 4\varepsilon_y$ en la fibra inferior traccionada del acero.
- que la distribución de pernos entre la sección central y la de apoyo tenga las siguientes características:
 - se ajuste a una distribución lineal de los rasantes;
 - su valor máximo, en el apoyo, no sea inferior al 85% del rasante que resulta según la anterior distribución;
 - que se definan tramos, con una longitud máxima igual a dos veces el canto de la viga, en los que la separación de pernos sea la misma;

- que el desajuste máximo entre el valor teórico del rasante en una sección y el que resulta de tal distribución no sea superior al 10%;
- que el número mínimo de pernos, o el rasante resistente mínimo en la sección central no sea inferior al 33% del rasante teórico máximo en el apoyo.

Gráficamente, las condiciones anteriores quedan reflejadas en la figura 7.20 (donde q es el rasante último de un perno):

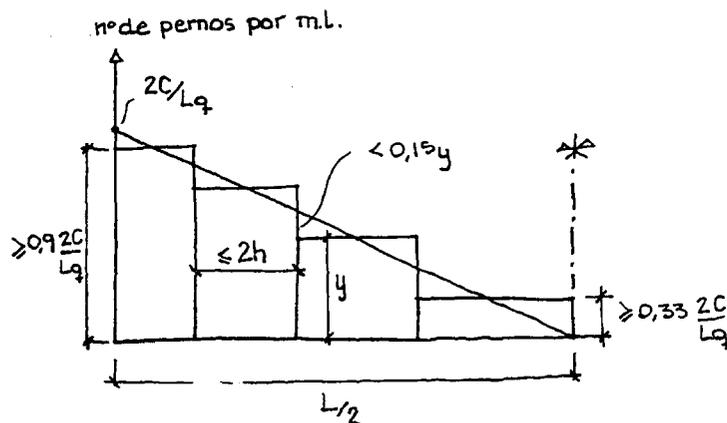


FIGURA 7.20

En el ejemplo del Anejo nº 1, se detalla el procedimiento.

Cuando se trate de un tablero continuo, se identificará el punto de momento nulo correspondiente a las cargas permanentes y se procederá en forma similar en el tramo correspondiente entre la sección de cortante nulo en el centro de la viga (supuesta simétrica) y el de momentos nulos.

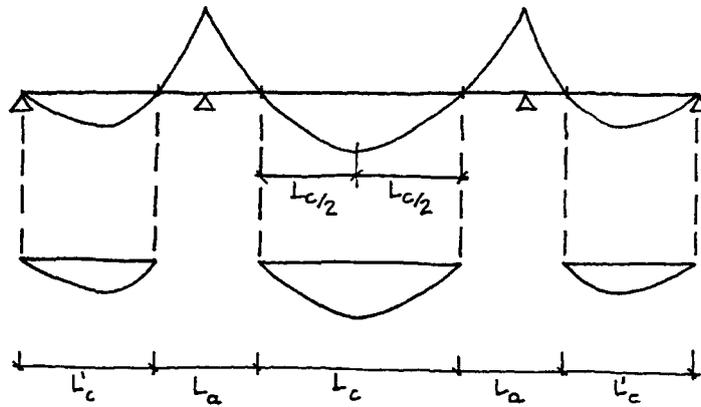


FIGURA 7.21

En la zona de momentos negativos, se tomará como valor de la tracción para determinar el rasante, el correspondiente a la armadura dispuesta en la losa (anchura eficaz $\psi_{ult} \geq \psi_{el}$), es decir:

$$T_r = A_s \frac{f_y}{\gamma_a}$$

El valor del rasante medio será, por tanto:

$$H_a = \frac{T_r}{L_a} = \frac{A_s \cdot f_y}{L_a \cdot \gamma_a}$$

Y el gráfico del diagrama de rasantes a lo largo de la viga podrá ser, por similitud con lo expuesto en el caso del tablero isostático:

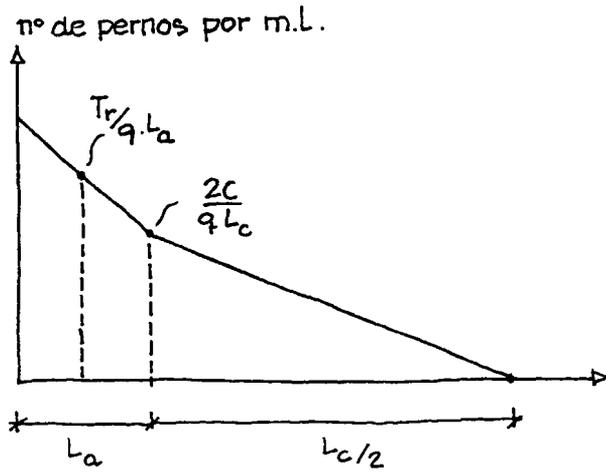


FIGURA 7.22

El número total de pernos en el medio tramo de viga ($L_a + L_c/2$) considerado será:

$$n = \frac{C + L_r}{q}$$

Su distribución se podrá realizar con los criterios anteriormente expuestos.

7.6 ARMADURAS TRANSVERSALES

La transferencia de esfuerzos rasantes de los pernos conectadores a la losa de hormigón exige la comprobación de las superficies potenciales de rotura 1 y 2.

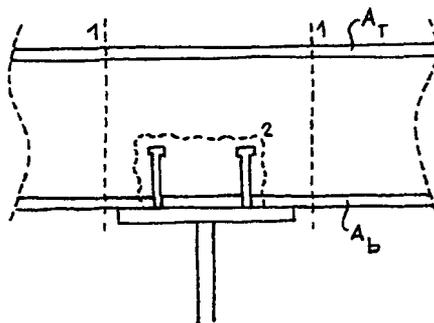


FIGURA 7.23

Hay que comprobar que en ambas superficies su capacidad para transmitir rasantes H_{Rd} es superior a la que generan los pernos conectadores, siendo:

$$H_{Rd} = 2,5 \eta \cdot \tau_{Rd} \cdot A_{cv} + A_{ts} \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Para hormigones normales $\eta = 1$.

El valor de τ_{Rd} [N/mm²] para los hormigones más habituales es:

	H-30	H-35	H-40
τ_{Rd}	0,33	0,36	0,41
$2,5 \eta \tau_{Rd}$	0,825	0,900	1,025

Si denominamos A_t a la armadura superior en sentido transversal de la losa y A_b a la armadura inferior, la sección de armaduras A_{ts} que completará la capacidad resistente de la superficie, será la que corresponde a las armaduras que atraviesan dicha superficie.

Así tendremos:

Secciones 1-1 $A_{ts} = (A_t + A_b)$

Sección 2-2 $A_{ts} = 2A_b$

Por otra parte, existe un límite para la contribución de las armaduras y, por tanto, un valor máximo para las armaduras que se pueden disponer para absorber los esfuerzos rasantes:

$$H_{Rd} \leq 0,20 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Esto equivale a una armadura máxima tal que:

$$A_{ts} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \leq A_{cv} \left(0,20 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} - 2,5 \tau_{Rd} \right)$$

Para los tipos más habituales de hormigón y de acero, las cuantías de armaduras máximas resultan:

	B 400 S	B 500 S
H-30	0,91%	0,73%
H-35	1,08%	0,87%
H-40	1,23%	0,99%

Estos valores relativamente bajos explican que, con frecuencia, la comprobación de estas potenciales superficies de rotura, condicione el espesor de la losa y la calidad del hormigón del tablero.

8. UNIONES

ÍNDICE

	Pág.
8. UNIONES	
8.1 INTRODUCCIÓN	405
8.2 UNIONES ATORNILLADAS	
8.2.1 EXIGENCIAS GEOMÉTRICAS Y CONSTRUCTIVAS	406
8.2.2 UNIONES CON TORNILLOS NO PRETENSADOS	
8.2.2.1 Esfuerzos perpendiculares al vástago del tornillo	407
8.2.2.2 Esfuerzo que solicitan en tracción a los tornillos	411
8.2.2.3 Esfuerzos combinados	412
8.2.3 UNIONES CON TORNILLOS PRETENSADOS	413
8.3 UNIONES SOLDADAS	
8.3.1 INTRODUCCIÓN	417
8.3.2 TIPOS DE UNIONES SOLDADAS	418
8.3.3 CÁLCULO DE LAS UNIONES SOLDADAS	419
8.3.4 VERIFICACIÓN DE SOLDADURAS SOLICITADAS POR ESFUERZOS COMBINADOS	422

8. UNIONES

8.1 INTRODUCCIÓN

Las uniones soldadas o atornilladas presentes en una estructura deben asegurar su comportamiento global, así como el comportamiento específico de la unión, de forma coherente con el modelo utilizado en todas las verificaciones estructurales.

La rigidez de las uniones debe ser análoga a la definida en dicho modelo y su configuración debe permitir la transmisión de tensiones y esfuerzos entre los elementos estructurales integrados por la unión.

Las zonas donde se sitúan las uniones son zonas singulares en la estructura. Es conveniente que se pueda identificar con claridad el flujo de fuerzas y tensiones que se transfiere a través de la unión, para poder asegurar que todos los componentes (tornillos o soldaduras) son capaces de transmitirlo y no se producen caminos críticos con resistencia insuficiente.

La complejidad de muchos nudos hace inevitable la existencia de fuertes puntos de concentración de tensiones. Este hecho, unido a que el coste de las uniones en relación con el coste total de la estructura es bajo, aconseja utilizar coeficientes de seguridad específicos:

en el E.L.U.	$\gamma_M = 1,25$
en el E.L.S.	$\gamma_M = 1,10$

además de los coeficientes correspondientes a las verificaciones de fatiga.

En general, los esfuerzos para los que hay que dimensionar las uniones son los que resultan del análisis global de la estructura, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, en el caso de las uniones de elementos comprimidos.

Puede ocurrir, sin embargo, que dichos esfuerzos sean muy inferiores a los que pueden resistir las piezas que se unen. Para evitar que se cree una zona de debilidad en la estructura, se recomienda que la unión sea capaz de transmitir, al menos, los esfuerzos siguientes:

- *En uniones rígidas:* 50% de los esfuerzos últimos (M, Q, N) que pueden transmitir las piezas que confluyen en la unión.
- *En uniones articuladas:* 33% del esfuerzo cortante último de las piezas incidentes.

8.2 UNIONES ATORNILLADAS

8.2.1 Exigencias geométricas y constructivas

Se debe procurar atender a los siguientes criterios:

- a) La distribución de tornillos debe minimizar el riesgo de acumulación de suciedad y humedad, facilitando el mantenimiento, la inspección y la sustitución de tornillos.
- b) Las uniones deben localizarse, en la medida de lo posible, en zonas de esfuerzos reducidos, en zonas más protegidas de la intemperie, fuera de las áreas de mayor complejidad estructural (como suelen ser las zonas de apoyo) y en lugares con buena accesibilidad.
- c) En los tornillos que se coloquen verticalmente, conviene situar la cabeza en la parte superior.
- d) Conviene minimizar los tipos de tornillos y utilizar, además, el mismo tipo en una unión determinada.
- e) Hay que procurar que la concepción y geometría de una unión sea tal que las líneas en las que se sitúan los centros de gravedad de las piezas que se unen coincidan en un punto.

Las distancias límite -máximas y mínimas- entre tornillos y entre éstos y los bordes de las chapas que se unen se resumen en el cuadro adjunto, en el que figuran también las separaciones más recomendables.

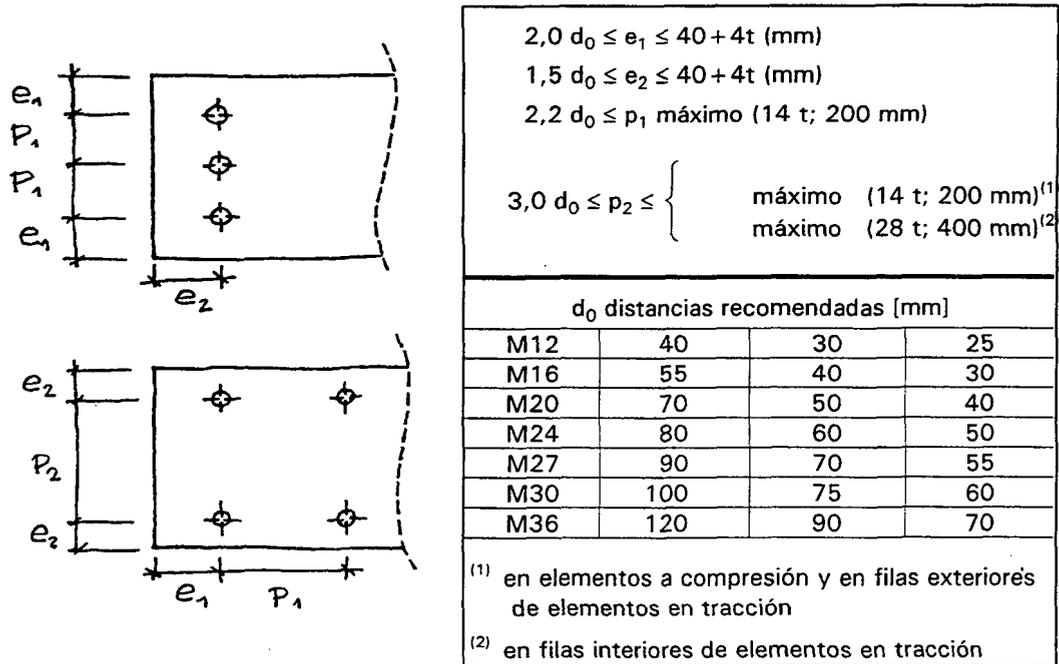


FIGURA 8.1

8.2.2 Uniones con tornillos no pretensados

8.2.2.1 Esfuerzos perpendiculares al vástago del tornillo

Hay que controlar tres posibles formas de rotura:

- a) *La rotura del perno por simple o doble cortadura*, que se puede producir en el vástago o en su zona roscada. En este caso:

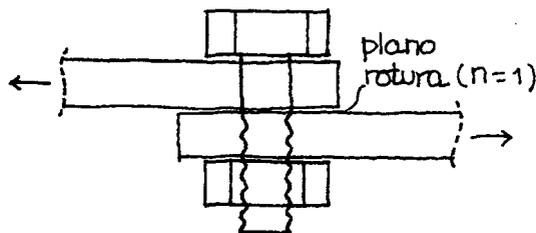


FIGURA 8.2

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} \cdot A}{\gamma_M}$$

siendo:

- n número de superficies de cortadura (n = 1, simple cortadura; n = 2 doble cortadura)
- A área del vástago del tornillo o de la superficie roscada
- f_{ub} tensión de rotura del acero

Para un plano de cortadura (n = 1) y con $\gamma_M = 1,25$, resultan los siguientes valores de $F_{v,Rd}$ [kN], para las diferentes calidades de acero de los tornillos:

F _{v,Rd} [kN] para n = 1, $\gamma_M = 1,25$ y A = A _ϕ					
Diámetro [mm]	A _s [mm ²]	Calidades			
		4.6	5.6	8.8	10.9
12	113,1	18	22	35	44
16	201,0	31	39	63	79
20	314,1	49	61	98	123
24	452,3	71	88	142	177
27	572,5	90	112	179	224
30	706,8	111	138	222	277
36	1017,8	159	199	319	399

F _{v,Rd} [kN] para n = 1, $\gamma_M = 1,25$ y A = A _{roscada}					
Diámetro [mm]	A _s [mm ²]	Calidades			
		4.6	5.6	8.8	10.9
12	84,3	13	17	27	33
16	157,0	25	31	49	62
20	275,0	43	54	87	109
24	353,0	55	69	111	138
27	456,0	72	90	144	180
30	561,0	88	110	176	220
36	817,0	128	160	256	320

- b) *Aplastamiento localizado de la chapa en contacto con el tornillo*, que limita la capacidad a:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 f_u \cdot \phi \cdot t}{\gamma_M} \cdot \alpha$$

siendo:

α valor mínimo entre los siguientes:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 10 \right\}$$

Para los valores recomendados, correspondientes a los distintos tipos de tornillo y los tipos de acero más usuales, resultan los valores de $F_{b,Rd}$ (kN) representados en la tabla siguiente, para un espesor de chapa de 10 mm. Para otros espesores de chapa, los valores son los de la tabla multiplicados por $t/10$.

Diámetro del tornillo	12	16	20	24	27	30	36
Diámetro del agujero	13	18	22	26	30	33	39
e_1	30	40	50	60	70	75	90
p_1, p_2	40	55	70	80	90	100	120
e_2	25	30	40	50	55	60	70
S 235	83,1	106,7	136,4	166,2	182,3	204,5	249,2
S 275	90,0	115,6	147,7	180,0	197,4	221,6	270,0
S 355	113,1	145,2	185,6	226,2	248,1	278,4	339,2
S 420	115,4	148,1	189,4	230,8	253,1	284,1	346,2
S 460	122,3	157,0	200,8	244,6	268,3	301,1	366,9

- c) *Rotura por desgarro de la chapa.* Si el esfuerzo que se transmite es de tracción, hay que comprobar la sección bruta y la sección debilitada por los agujeros:

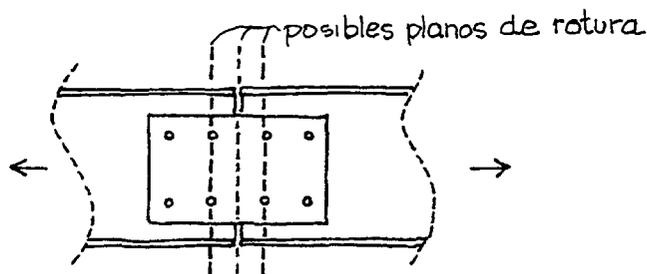


FIGURA 8.3

$$T_{Rd} \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot f_y \cdot A_b$$

$$T_{Rd} \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot 0,8 f_u \cdot A_{net}$$

siendo:

- f_y límite elástico del acero de la chapa
- f_u tensión de rotura
- A_b área bruta de la sección
- A_{net} área bruta menos el área de los agujeros

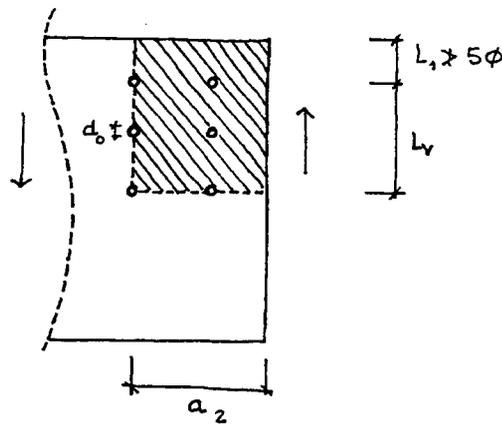


FIGURA 8.4

Si se trata de una unión que transmite esfuerzos cortantes, hay que realizar la verificación de tres secciones:

- SECCIÓN 1-1 área bruta de la chapa: $V_{Rd} \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_b$
- SECCIÓN 2-2 área neta de la chapa: $V_{Rd} \leq \frac{1}{\gamma_M} \cdot 0,5 f_u \cdot A_{net}$
- SECCIÓN 3-3 a la que se asigna un área efectiva: $A_{ef} = t(L_v + L_1 + L_2)$

$$L_1 = a_1 \geq 5\phi$$

$$L_2 = (a_2 - k \cdot d_0) \cdot \frac{f_u}{f_y}$$

- con: $k = 0,5$ si hay una sola fila de tornillos
 $k = 2,5$ si, como en la figura 8.4, hay dos filas

8.2.2.2 Esfuerzos que solicitan en tracción a los tornillos

Se determina la capacidad resistente de un tornillo mediante la expresión:

$$T_{Rd} = \frac{0,9 f_u \cdot A_r}{\gamma_M}$$

siendo:

- A_r área resistente de la parte roscada del tornillo
 f_u tensión de rotura del material con el que está hecho

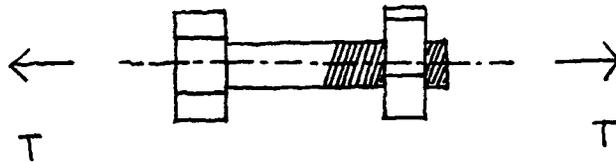


FIGURA 8.5

De dicha expresión, resultan los siguientes valores para los tornillos de calidad 8.8 y 10.9, que son los recomendables para transmitir esfuerzos de tracción.

Diámetro [mm]	A_r [mm ²]	T_{Rd} [kN]	
		Calidades	
		8.8	10.9
12	84,3	50	63
16	157	90	112
20	245	158	198
24	353	203	254
27	459	262	328
30	561	323	403
36	817	470	588

En algunos casos, como el representado en la figura 8.6, se puede producir un efecto palanca, lo que exige incrementar el valor de la tracción en una cantidad ΔT , que se debe evaluar teniendo en cuenta las rigideces de los elementos que se unen.

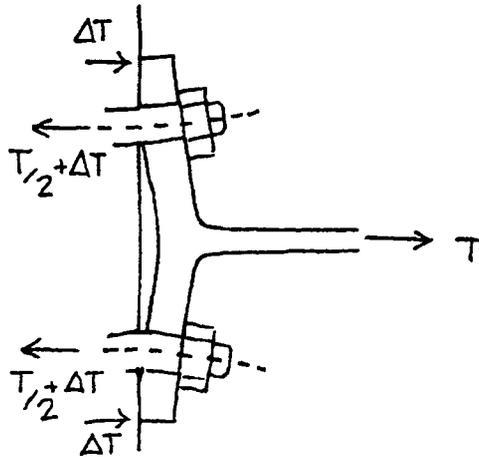


FIGURA 8.6

8.2.2.3 Esfuerzos combinados

Cuando se produzcan simultáneamente esfuerzos de cortadura y de tracción, para la comprobación resistente, se utilizará la fórmula de interacción que se reproduce en el gráfico siguiente:

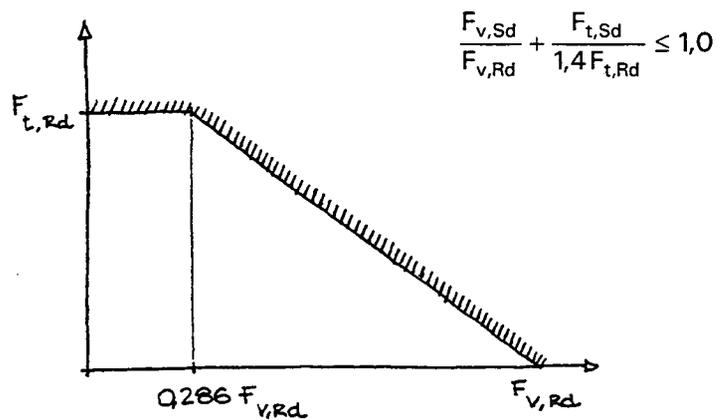


FIGURA 8.7

8.2.3 Uniones con tornillos pretensados

El mecanismo de funcionamiento consiste en transformar el esfuerzo torsor provocado por el par de apriete en una tracción en el eje del tornillo, y la consiguiente compresión entre las piezas que se unen, de manera que el mecanismo de transmisión de esfuerzos perpendiculares al eje es por rozamiento entre las chapas, en lugar de por cortadura a través del vástago del tornillo.

Los tornillos pretensados tendrán también una capacidad para transmitir esfuerzos de tracción análogos a la pre-tensión que se ha aplicado, sin que se produzcan alargamientos que superen el acortamiento inicialmente introducido. Así, las uniones mediante tornillos de alta resistencia serán muy poco deformables y por su propia naturaleza permitirán agujeros más holgados. Sólo se utilizarán aceros de calidades 8.8 y 10.9.

En general, los tornillos pretensados que se conocen a menudo con la denominación de tornillos de alta resistencia, o TAR. Por sus características mecánicas (aunque se pueden utilizar también sin pretensar), se diseñan para que, por rozamiento, transmitan los esfuerzos de cortante y de tracción en E.L.U. Pero también es aceptable considerar que la ausencia de deslizamiento sea una exigencia exclusiva en E.L.S y que, para estados más avanzados de carga, el tornillo se comporte como un tornillo ordinario o pasivo, que se verificará con las expresiones que hemos visto anteriormente.

En este último caso, en E.L.S. y para esfuerzos perpendiculares al eje del tornillo, habrá que comprobar:

$$F_{Sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_M}$$

en donde:

$F_{p,Cd} = 0,70 f_{ub} \cdot A_s$ es la fuerza de pretensado de los tornillos

n número de superficies en contacto

k_s coeficiente que depende de la geometría de los agujeros, según se recoge en el siguiente cuadro

μ valor del coeficiente de rozamiento, que puede variar entre 0,50 y 0,25 en función del tipo de tratamiento superficial y de la pintura en la zona de contacto

$\gamma_M = 1,10$ (E.L.S.)

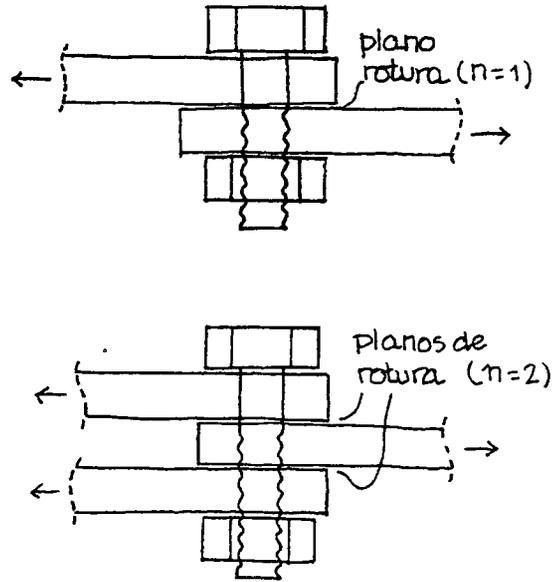


FIGURA 8.8

DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS [mm]				
Diámetro del T.A.R. [mm]				
	NORMALES	CON SOBREMEDIDA	RASGADOS CORTOS	RASGADOS LARGOS
	$k_s = 1,0$	$k_s = 0,85$	$k_s = 0,85$	$k_s = 0,70$
16	18	20	18x22	18x40
20	22	24	22x26	22x50
22	24	26	24x28	24x55
24	26	30	26x32	26x60
27	30	35	30x37	30x68
30	33	38	33x40	33x75
36	39	44	39x46	39x90

En el caso de agujeros normales ($k_s = 1,0$) y con $\mu = 0,50$, tendremos los siguientes valores de $F_{s,Rd}$ por cada superficie de deslizamiento:

$F_{s,Rd} = \frac{0,7\mu \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_M} \text{ [kN]} (\mu = 0,50; \gamma_M = 1,10)$							
Diámetro d [mm]	12	16	20	24	27	30	36
Área resistente [mm ²]	84,3	157,0	245,0	353,0	459,0	561,0	817,0
Acero tipo 8.8	21,3	40,0	62,2	89,7	116,8	142,7	207,9
Acero tipo 10.9	26,8	50,0	77,9	112,2	146,1	178,4	260,0

En estos casos, si se admite que hay deslizamiento en E.L.S., hay que comprobar, como en el caso de un tornillo ordinario, las condiciones de cortadura y aplastamiento de la chapa, que pueden ser determinantes.

Si la unión tiene que transmitir simultáneamente un esfuerzo de tracción, habrá que comprobar:

- a) que el esfuerzo de tracción es inferior al del pretensado:

$$F_{Sd} \leq F_{p,Cd}$$

- b) que el esfuerzo de pretensado restante, tras deducir el de tracción, es capaz de transmitir el cortante, para lo que en la expresión general se sustituirá $F_{p,Cd}$ por:

$$F_{p,Cd} - T_{Sd}$$

Cuando se plantee que no se produzca deslizamiento entre las superficies unidas por los tornillos hasta alcanzar el E.L.U., habrá que contrastar el valor de la sollicitación del cortante en dicho estado con la capacidad resistente obtenida con la fórmula:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_M} F_{p,Cd}$$

debiendo tomarse $\gamma_M = 1,25$ ó $\gamma_M = 1,40$, según la geometría del agujero. En este caso, no es necesario comprobar las condiciones de cortadura del tornillo ni de abollamiento de las chapas. Si la sollicitación es de tracción, se comprobará que:

$$T_{Sd} \leq 0,70 f_u \cdot A_r$$

y si se trata de esfuerzos combinados, además de la condición anterior, se comprobará el cortante para un pretensado de valor:

$$0,70 f_u \cdot A_r - 0,80 T_{Sd}$$

Cuando resulte una unión larga con $L_j > 15 \phi$, se aplicará un factor de reducción β a la capacidad a cortadura de cada tornillo, de valor:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15 \phi}{200 \phi} \leq 0,75$$

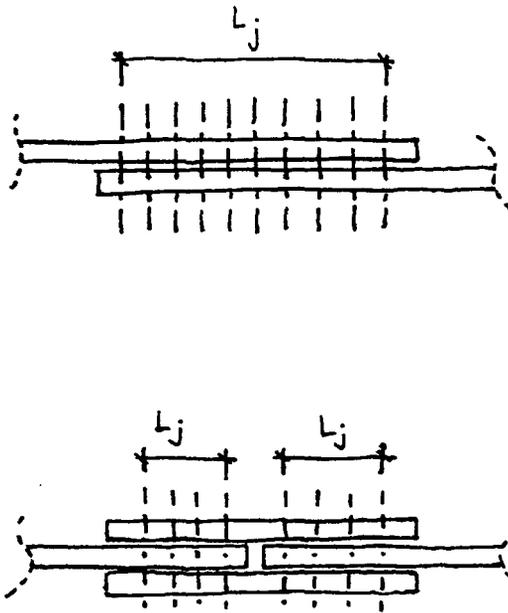


FIGURA 8.9

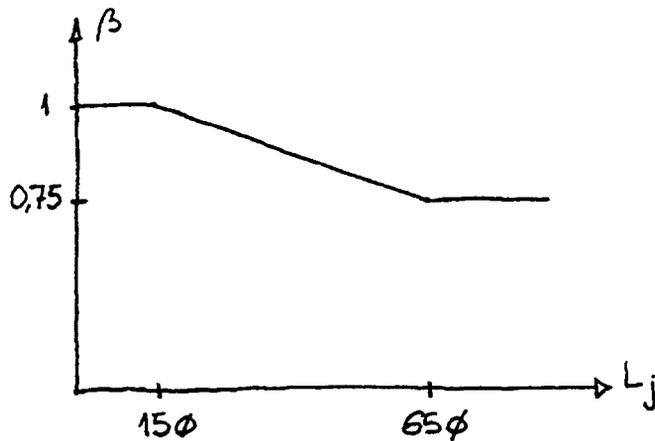


FIGURA 8.10

8.3 UNIONES SOLDADAS

8.3.1 Introducción

Las soldaduras se caracterizan por el hecho de que su capacidad resistente, si están correctamente ejecutadas y tienen dimensiones análogas a las de las piezas que unen, es superior a la capacidad resistente de éstas. Por consiguiente, los cálculos de las uniones soldadas suelen ser muy sencillos, aunque no así la decisión de si la unión debe dimensionarse para que tenga una capacidad análoga a la de la pieza que une o bien la capacidad necesaria para transmitir los esfuerzos que se generan en la unión.

Este puede ser el caso, por ejemplo, de soldaduras en los extremos de soportes esbeltos. Estos estarán dimensionados para la compresión N y el flector $M=N \cdot e$ de la sección central, mientras que en los extremos sólo habrá que transmitir el esfuerzo N . Algo similar sucederá en secciones armadas solicitadas esencialmente a compresión: el esfuerzo rasante entre chapas será muy reducido y también lo podrán ser los cordones de soldadura que conforman la sección. Las almas de vigas esbeltas no pueden tampoco transmitir el cortante correspondiente a la tensión de agotamiento ($f_y / \sqrt{3}$) y, por tanto, los cordones de soldadura de la unión del alma con las alas pueden dimensionarse únicamente para las tensiones tangenciales máximas que el alma puede transmitir.

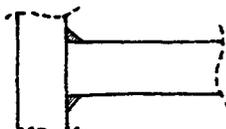
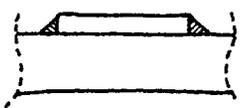
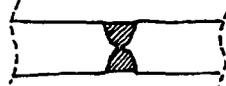
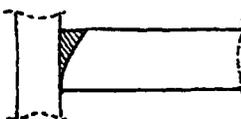
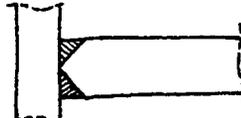
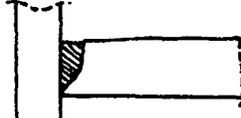
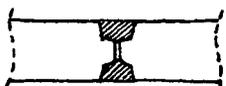
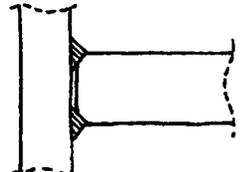
Por otra parte, hay que asegurar que en las zonas singulares de la estructura, en las que tiene lugar la introducción de cargas o aquéllas en las que la geometría cambia bruscamente, las soldaduras que se ejecuten en los itinerarios de transferencia de tensiones tengan la capacidad adecuada.

Pero, así como la resistencia de las soldaduras es sencilla de evaluar, la ejecución de las uniones soldadas -con la aplicación de un intenso foco de calor que induce fuertes gradientes térmicos localizados- es más delicada que la de otros tipos de uniones. Sus resultados dependen de un gran número de parámetros: elección del proceso, medios de ejecución, condiciones de trabajo, profesionalidad de los operarios, controles de ejecución, etc.

El cálculo, sin embargo, sólo depende de la geometría de los cordones, porque se da por supuesto que la ejecución será la adecuada para conseguir soldaduras de calidad.

8.3.2 Tipos de uniones soldadas

En el cuadro siguiente se resumen los tipos más característicos de uniones soldadas, que han quedado recogidas en las Recomendaciones.

Tipo de soldadura	Geometría de la unión		
	En prolongación	En T	Por solape
En ángulo			
A tope con penetración total	   	   	
A tope con penetración parcial	 		

8.3.3 Cálculo de las uniones soldadas

- *Uniones a tope con penetración completa.* No se calculan. Tienen una capacidad resistente superior a la de la pieza más débil de las que se unen.
- *Uniones a tope con penetración parcial.* Se podrán utilizar con las condiciones siguientes:
 - deben ser continuas en toda su longitud
 - no estarán solicitadas en tracción (generada, por ejemplo, por momentos de eje paralelo al cordón)
 - se tendrán en cuenta posibles excentricidades en la transmisión de esfuerzos.

La fórmula para determinar la capacidad resistente de este tipo de soldaduras es idéntica a la de las soldaduras en ángulo, a las que se asimilan:

$$F_{w,Rd} = a \cdot \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma}$$

$F_{w,Rd}$ resistencia por unidad de longitud del cordón

f_u tensión de rotura menor de las chapas que se unen

$\gamma_M = 1,25$

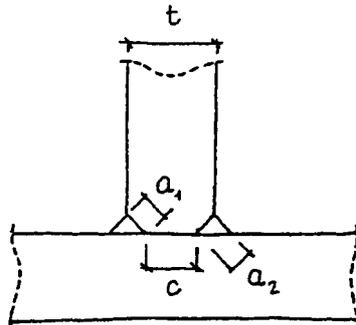
β_w factor de correlación, función del tipo de acero de las chapas que se unen, que viene reflejado en el cuadro siguiente:

Acero	f_u [N/mm ²]	β_w	$\frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_M}$
S 235	360	0,80	208
S 275	430	0,85	234
S 355	510	0,90	262

Como espesor nominal del cordón de soldadura, a_{nom} , se toma el de la altura del mayor triángulo que puede ser inscrito en los bordes de la zona de fusión producida por la soldadura.

En el caso de uniones en T, el valor de cálculo se tomará:

$$a = a_{nom} - 2 \text{ mm}$$

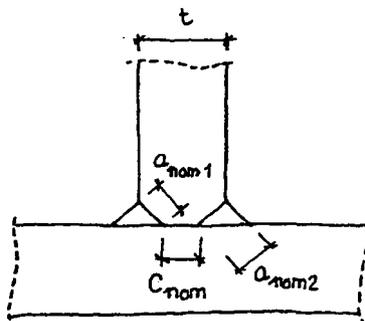


$$a_1 = a_{nom1} - 2\text{mm}$$

$$a_2 = a_{nom2} - 2\text{mm}$$

FIGURA 8.11

Por otra parte, cuando se cumplen las condiciones de la figura 8.12, se podrá considerar la unión como de penetración completa.



$$a_{nom1} + a_{nom2} \geq t$$

$$c_{nom} \leq t/5 \quad c_{nom} \leq 3\text{mm}$$

FIGURA 8.12

- *Uniones en ángulo.* La expresión de cálculo será la misma que en el caso anterior.

En las Recomendaciones figuran algunos criterios que hay que tener en cuenta en la definición de este tipo de uniones. Son, entre otros, los siguientes:

- El ángulo entre chapas estará comprendido entre 60° y 120°.

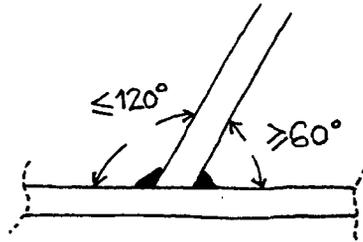


FIGURA 8.13

- Las soldaduras, longitudinales o transversales, en el extremo de una pieza (elemento en tracción unido a una cartela, por ejemplo) deberán prolongarse en dirección perpendicular y cumplir las condiciones dimensionales de la figura 8.14.

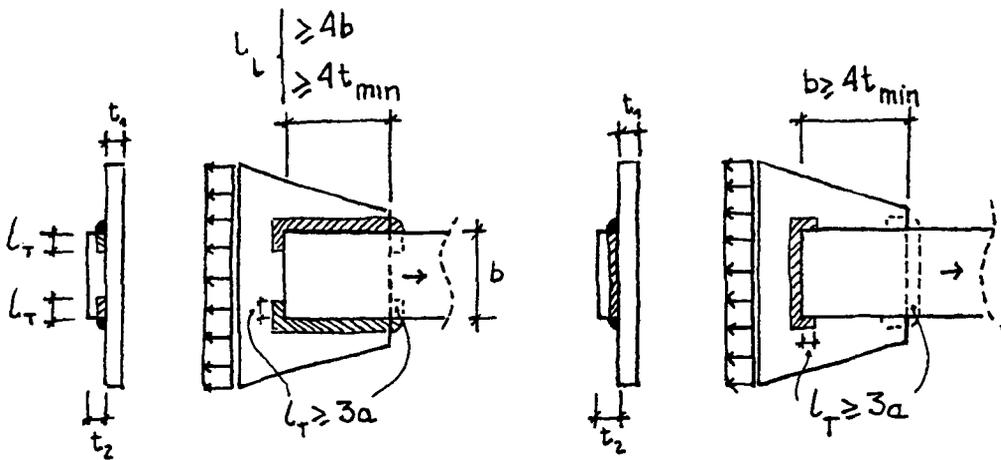


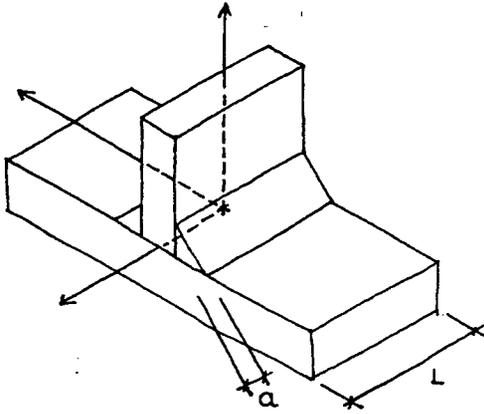
FIGURA 8.14

- En puentes no son recomendables los cordones intermitentes. Si se utilizan en algún elemento de arriostramiento provisional -necesario, por ejemplo, durante el proceso de construcción- deberán cumplir las condiciones señaladas en las Recomendaciones.
- Si se utilizan procedimientos de soldadura que garanticen la penetración profunda (por ejemplo, la técnica del arco sumergido), se podrá utilizar como espesor de garganta de cálculo, el menor de los dos valores siguientes:

$$a_{\text{cal}} \begin{cases} 1,20 a_{\text{nom}} \\ a_{\text{nom}} + 2 \text{ mm} \end{cases}$$

- El espesor mínimo de un cordón de soldadura de ángulo será de 3 mm.

8.3.4 Verificación de soldaduras solicitadas por esfuerzos combinados



La sollicitación $F_{w,Sd}$ que habrá que comparar con $F_{w,Rd}$ se determinará mediante la expresión:

$$F_{w,Sd} = \sqrt{N_{Sd}^2 + V_{L,Sd}^2 + V_{T,Sd}^2}$$

FIGURA 8.15

9. FATIGA

ÍNDICE

	Pág.
9. FATIGA	
9.1 INTRODUCCIÓN	427
9.2 CRITERIOS PARA LA VERIFICACIÓN DEL E.L.U. DE FATIGA	430
9.3 VERIFICACIÓN DEL E.L.U. DE FATIGA.....	433

9. FATIGA

9.1 INTRODUCCIÓN

Cualquier cambio, más o menos brusco, que se produce en la geometría de una estructura lleva consigo una perturbación en el flujo de tensiones y una concentración de tensiones. Las puntas de tensión con frecuencia alcanzan dos o tres veces la tensión transmitida por el elemento estructural fuera del entorno en el que existe el cambio de geometría.

En la figura 9.1, se pueden observar los valores de la punta de concentración de tensiones en un caso frecuente en la práctica, en el que cambia la anchura de una platabanda traccionada, de espesor t .

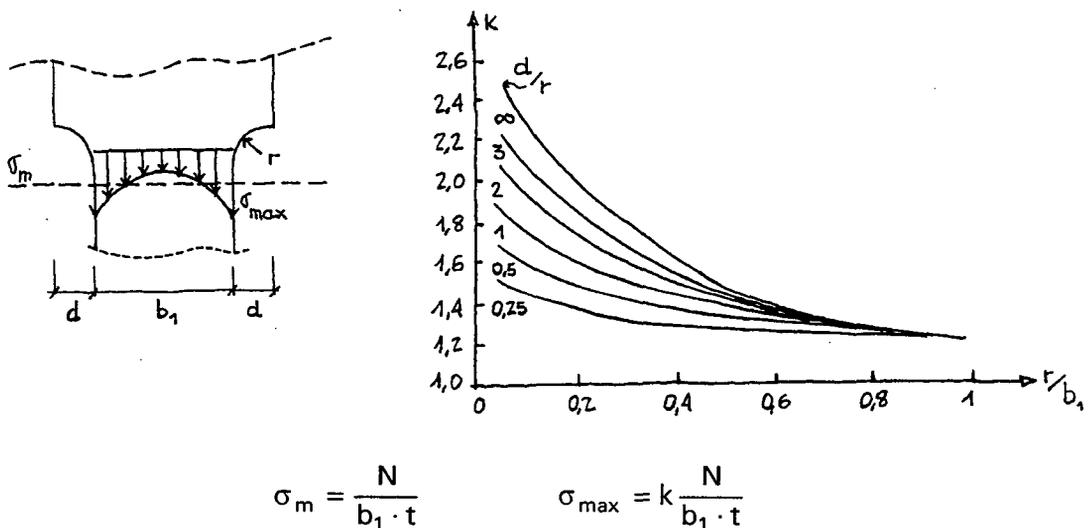


FIGURA 9.1

Observando el aspecto superficial de una platabanda en tracción soldada a tope, nos encontramos con una superficie rugosa debida a los procesos de laminación, con marcas en superficie que inevitablemente se producen en los procesos de fabricación, transporte y montaje y, sobre todo, con defectos tolerables en las soldaduras y en su entorno. Estas discontinuidades son poco profundas, pero también son muy reducidos los radios de curvatura en el fondo de algunas de estas discontinuidades, por lo que la relación h/r es muy alta y la relación r/b_1 muy baja. Por tanto, el coeficiente de amplificación de tensiones suele situarse (en ésta y en otras configuraciones posibles generadoras de concentraciones de tensiones) entre 2 y 3, y es inevitable la existencia de zonas de la estructura con plastificaciones localizadas.

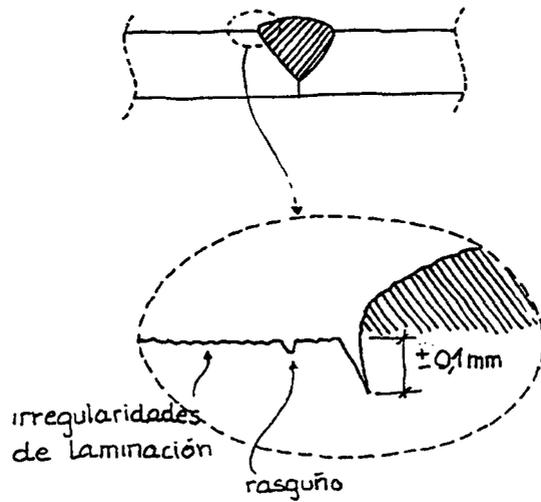


FIGURA 9.2

Por otra parte, las soldaduras que requieren la aplicación de un potente foco localizado de calor para conseguir la fusión de las piezas que se unen provocan, durante los procesos de enfriamiento, importantes gradientes de temperatura que al estar, al menos en parte, coaccionadas las piezas, inducen tensiones residuales con puntas de tracción que suelen alcanzar el límite elástico del material.

Por ejemplo, la soldadura de una cartela en una platabanda provoca distorsiones y tensiones residuales autoequilibradas como las representadas en la figura 9.3.

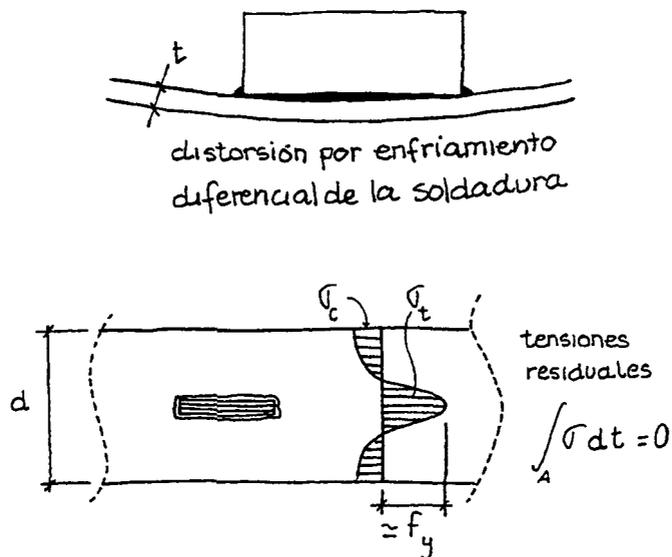


FIGURA 9.3

Otros defectos característicos de las soldaduras, que si se mantienen dentro de límites determinados son tolerables, pero que también contribuyen a la posibilidad de puntas de tensiones y que pueden constituir el inicio de fisuras progresivas son:

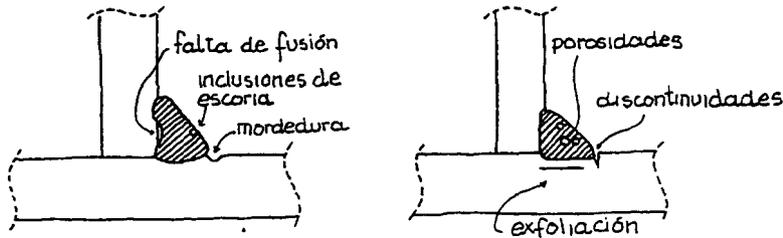


FIGURA 9.4

La soldadura produce también cambios metalúrgicos en la zona térmicamente afectada, que pueden fragilizar el material.

Algunos procesos de fabricación (el enderezado es uno de los procesos tradicionales en la fabricación de estructuras) originan plastificaciones permanentes y, por tanto, tensiones residuales adicionales.

Por otra parte, los puentes y muchas estructuras (en mayor o menor medida, se encuentran permanentemente en movimiento) están solicitadas por cargas que producen tensiones y deformaciones variables. Es bien sabido que el acero tiene menor capacidad resistente cuando está solicitado por ciclos alternos de tensiones, que cuando lo está por solicitaciones estáticas. Esta pérdida de capacidad es lo que se denomina fatiga del material.

Los medios con los que el ingeniero puede enfrentarse a los riesgos enunciados son los siguientes:

- 1º) Eligiendo materiales de adecuada tenacidad, que sean tolerantes al daño y que no se fragilicen a las temperaturas mínimas que se pueden producir en el entorno en el que se construye el puente. La tolerancia al daño significa que la presencia de defectos inevitables no afecta al comportamiento global de la estructura, porque el material tiene capacidad para plastificarse localmente en el borde del defecto evitando que éste progrese.
- 2º) Concibiendo estructuras que sean también tolerantes al daño, es decir, estructuras en las que la eventual rotura de un elemento o la propagación

de una fisura en un punto determinado no conduzca al colapso general de la estructura.

- 3º) Cuidando el diseño de los nudos y de los procesos de soldadura para reducir su número y mitigar la importancia de los puntos de concentración de tensiones y de las tensiones residuales que resulten.
- 4º) Verificando el estado límite de servicio de plastificaciones locales, para la combinación frecuente de cargas ($\sigma_{co} \leq 0,75 f_y$) y combinación poco probable ($\sigma_{co} \leq 0,90 f_y$), como medio para asegurar que las plastificaciones que inevitablemente se produzcan están muy localizadas y no afectan al comportamiento de la estructura.
- 5º) Verificando el estado límite de fatiga para asegurar que en ningún punto de la estructura se producirá el colapso, por esta causa, durante el tiempo estimado de vida útil del puente. Este es el objetivo de las especificaciones recogidas en el capítulo de las Recomendaciones, que trata de la fatiga para un elevado número de ciclos tensionales.

Implícitamente, las comprobaciones anteriores pretenden evitar, asimismo, la fatiga de bajo número de ciclos que se puede producir para determinadas cargas extremas de la estructura. Un caso típico corresponde al de las cargas sísmicas, con deformaciones que pueden ser muy elevadas con un número de ciclos muy reducido. En estos casos, hay que recurrir a la literatura especializada.

9.2 CRITERIOS PARA LA VERIFICACIÓN DEL E.L.U. DE FATIGA

Es en la industria mecánica -con materiales solicitados por ciclos alternados de tensiones que han provocado frecuentes roturas de fatiga (soportes de motores, ejes de locomotoras, por ejemplo)- donde se comenzó a estudiar el comportamiento de materiales solicitados por cargas variables. Los métodos tradicionales de Goodman y otros servían para identificar el máximo número de ciclos de tensiones que era admisible, siendo el modelo de tensiones un modelo ideal cíclico y siendo la tensión admisible resultante función de la tensión media y de las tensiones máximas y mínimas actuantes.

El gráfico de Goodman expresa la condición, para variaciones cíclicas de tensiones:

$$\sigma_{\min} + 2(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \leq f_y$$

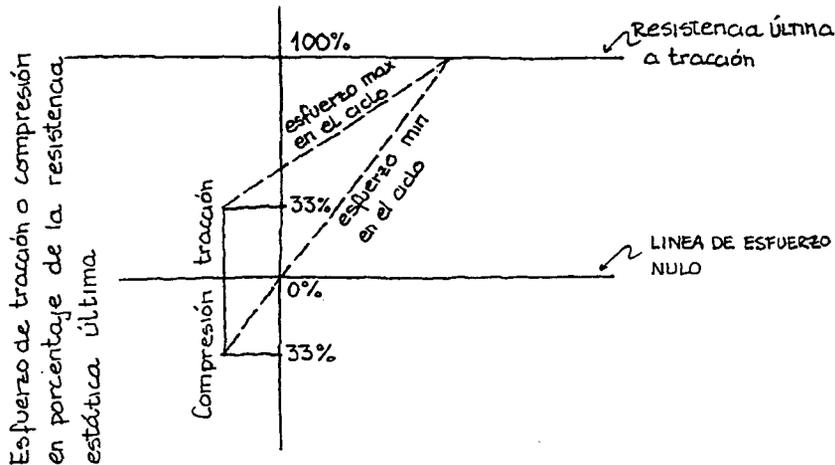


FIGURA 9.5

En estructuras de puentes, la variación del estado tensional se aleja mucho del modelo cíclico.

El paso de un camión, por ejemplo, sobre un puente provoca en un punto determinado unas tensiones que varían con el tiempo. El método del "depósito" permite sustituir dicho diagrama σ -t por un conjunto de tensiones cíclicas de amplitud variable, $\Delta\sigma_i - N_i$, que nos dará el máximo número de ciclos N_i correspondiente a cada variación de tensión $\Delta\sigma_i$. El principio de seguridad se expresa:

$$\sum_1^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

En la figura 9.6 se sintetiza el principio de la verificación de la fatiga estructural.

La verificación del estado límite de fatiga en las Recomendaciones parte de estos principios que, para su aplicación práctica, se han adaptado de la siguiente forma:

- a) Se considera que el factor determinante en la verificación a fatiga es la variación de tensiones. Ni la tensión media, ni los numerosos factores que

de hecho influyen, tienen la importancia de $\Delta\sigma$. Es, por tanto, sobre la base de este parámetro, sobre la que deben llevarse a cabo las verificaciones.

- b) El tráfico real y sus consecuencias se consideran representados por los efectos producidos por un vehículo teórico (calibrado para que sea aceptable tal sustitución) que circula sobre el puente un determinado número de veces (establecido también para reproducir el tráfico real).
- c) Se establecen unos detalles característicos que cubren los casos más habituales presentados en la práctica, para los que se representa el gráfico $\Delta\sigma$ -N y a los que se asigna un valor índice que es el de $\Delta\sigma$ para un número de ciclos $N = 2 \times 10^6$.

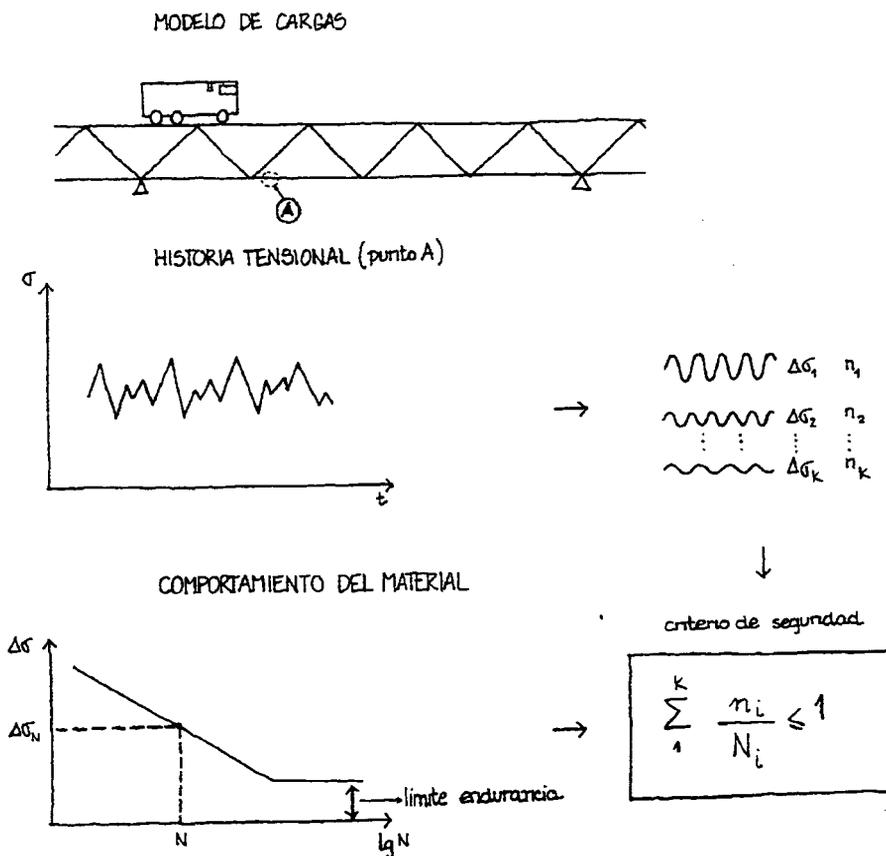


FIGURA 9.6

9.3 VERIFICACIÓN DE LA FATIGA

A partir de los criterios anteriores, en las Recomendaciones se establece el proceso de verificación, que es análogo al recogido por numerosas normas internacionales y por el Eurocódigo 3.

La comprobación de seguridad será:

- para tensiones normales $\Delta \sigma_{SF} \leq \frac{\Delta \sigma_{RD}}{\gamma_{MF}}$
- para tensiones tangenciales $\Delta \tau_{SF} \leq \frac{\Delta \tau_{RD}}{\gamma_{MF}}$

$\Delta \sigma_{SF}$ y $\Delta \tau_{SF}$ son las diferencias entre las tensiones extremas ($\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$; $\tau_{\max} - \tau_{\min}$) provocadas por el modelo de carga de fatiga.

Dicho modelo ha quedado definido en la IAP y consiste en el carro de 390 kN (65 kN por rueda y 130 kN por eje), al que habrá que aplicar un coeficiente de impacto $\phi = 1,2$.

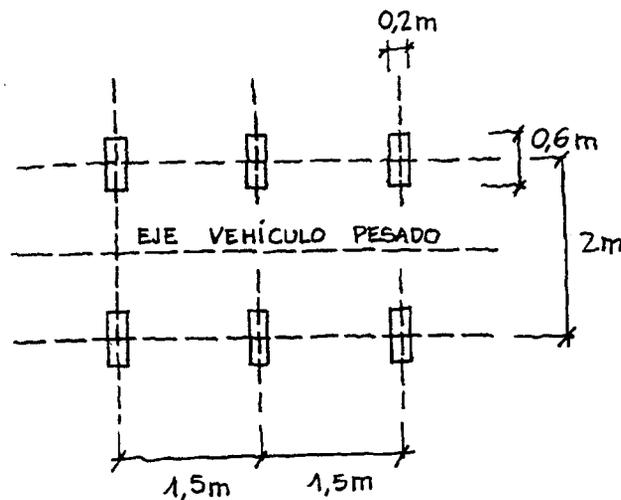


FIGURA 9.7

El número de ciclos equivalentes de este carro es función de la Intensidad Media Diaria de tráfico pesado, según el cuadro siguiente:

Intensidad media de vehículos pesados por día laborable (250 días/año) y sentido de circulación	Número de ciclos equivalentes, N_{eq}
≤100	5×10^5
500	9×10^5
1000	$1,3 \times 10^6$
2000	$1,9 \times 10^6$
5000	$3,2 \times 10^6$
≥8000	5×10^6

El valor de la resistencia a fatiga, $\Delta\sigma_{RF}$, se determinará mediante la expresión:

$$\Delta\sigma_{RF} = \Delta\sigma_f \left[\frac{2 \cdot 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/3}$$

o bien:

$$\Delta\tau_{RF} = \Delta\tau_f \left[\frac{2 \cdot 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/3}$$

y, cuando se trate de tensiones combinadas, se cumplirá la condición:

$$\left[\frac{\Delta\sigma_{SF}}{\Delta\sigma_{RF}/\gamma_{MP}} \right]^3 + \left[\frac{\Delta\tau_{SF}}{\Delta\tau_{RF}/\gamma_{MF}} \right]^3 \leq 1$$

los valores de $\Delta\sigma_f$ y $\Delta\tau_f$ se obtienen, para el detalle que se esté analizando, en la tabla 8.4 de las RPM-95. El índice del detalle es el valor de $\Delta\sigma_f$ y $\Delta\tau_f$, que corresponde a $N = 2 \times 10^6$ ciclos de tensiones.

Por ejemplo, al detalle representado en la figura 9.8 le corresponde el valor señalado.

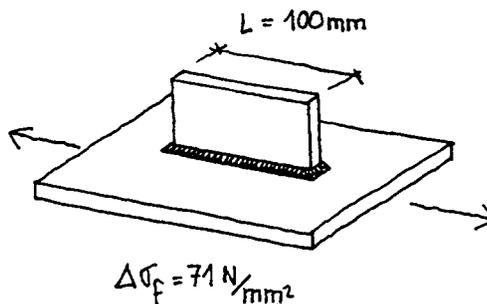


FIGURA 9.8

El catálogo de detalles que figura en dicha tabla está dividido en los siguientes conceptos:

- a) Piezas sin soldadura.
- b) Piezas con soldaduras longitudinales.
- c) Soldaduras transversales a tope con penetración total.
- d) Detalles constructivos con elementos soldados que no transmiten esfuerzos.
- e) Uniones soldadas entre elementos que transmiten esfuerzos.

Cada detalle va acompañado de una descripción y de los requisitos que se deben tener en cuenta en el proyecto y en la ejecución.

Los trabajos de investigación que está llevando a cabo la comunidad científica internacional hacen previsible que el catálogo se amplíe y se modifique. Por tanto, es conveniente estar al corriente de los últimos conocimientos que se produzcan al respecto.

Los datos del catálogo son coherentes con el gráfico general $\Delta\sigma$ -N, recogido en las Recomendaciones, que se puede aplicar si no se emplean métodos más precisos:

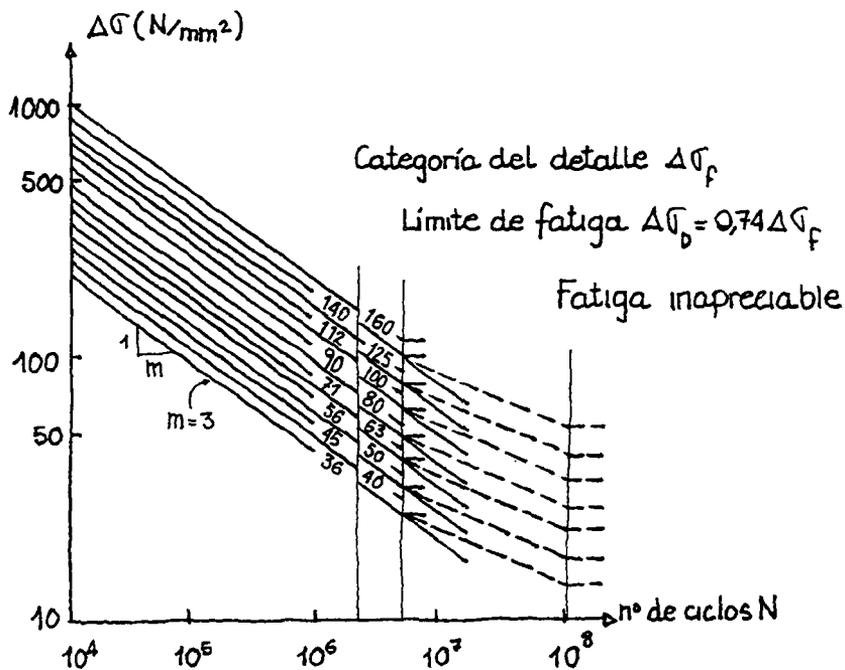


FIGURA 9.9 Curvas de resistencia frente a la fatiga para tensiones normales

Por otra parte, cuando no se conoce o no se puede asignar un número de ciclos, N, al caso concreto que se está analizando, las Recomendaciones aceptan que la comprobación se limite a:

$$\Delta \sigma_{SF} \leq \frac{0,74 \Delta \sigma_f}{\gamma_{MF}}$$

En cuanto a los coeficientes de seguridad recomendados, son los que figuran en el cuadro siguiente:

Inspección y accesibilidad	Detalles críticos	Detalles no críticos
Inspección y mantenimiento periódicos Fácil acceso al detalle considerado	1,35	1,10
Inspección y mantenimiento periódicos Difícil acceso al detalle considerado	1,50	1,25

ANEJO N° 1. EJEMPLOS DE APLICACIÓN PRÁCTICA

ÍNDICE

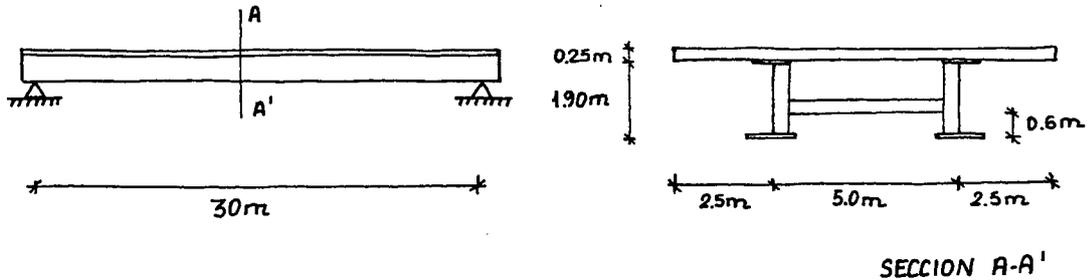
ANEJO N° 1. EJEMPLOS DE APLICACIÓN PRÁCTICA

1. PUENTE ISOSTÁTICO BIJÁCENO
2. PUENTE CONTINUO BIJÁCENO
3. PUENTE CONTINUO SECCIÓN CAJÓN

1. PUENTE ISOSTÁTICO BIJÁCENO

1. TABLERO ISOSTÁTICO BIJÁCENO

1.1. PREDIMENSIONAMIENTO



a) Cargas consideradas

Peso propio de la estructura metálica	1,00 kN/m ²
Peso propio hormigón	6,25 kN/m ²
Cargas muertas (pavimento + barreras + barandillas)	1,60 kN/m ²
Sobrecarga uniforme	4,00 kN/m ²
Carro (se supone actuando sobre una viga)	600 kN

b) Alas superior e inferior

Momento flector en centro de vano

$$\text{Cargas permanentes: } (1 + 6,25 + 1,60) \cdot 5 \cdot \frac{30^2}{8} \cdot 1,35 = 6270 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Sobrecarga uniforme: } 4 \cdot 5 \cdot \frac{30^2}{8} \cdot 1,50 = 3375 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Carro: } 600 \times \frac{30}{4} \times 1,50 = 6,750 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd} = \underline{16.845 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

$$\text{Para S-355 y } t \leq 40 \text{ mm: } f_{yd} = \frac{355}{1,1} = 323 \text{ N/mm}^2$$

Área del ala en tracción:

$$A_T = \frac{0,85^{(*)} \cdot 16,845}{(1,9 + \frac{0,25}{2}) \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 21.890 \text{ mm}^2$$

(*) El coeficiente 0.85 tiene en cuenta la contribución del alma.

Geometría del ala inferior:

600 x 40 en el tramo central
600 x 25 en los tramos laterales

Área del ala en compresión

$$M_{sd} = (1 + 6,25) \cdot 5 \cdot \frac{30^2}{8} \cdot 1,35 = 5,505 \text{ kNm}$$

$$A_c = \frac{5505 \cdot 1,2^{(*)}}{1,85 \cdot 323 \cdot 10^{-3}} = 11055 \text{ mm}^2$$

Geometría del ala superior 450 x 25

(*) El coeficiente 1,2 tiene en cuenta la colaboración del ala superior una vez conectada la losa de hormigón.

c) Alma

Valor mínimo recomendado:

$$b/t \leq 200$$

Con $t = 12 \text{ mm}$

$$b/t = \frac{1835}{12} = 153$$

Cortante máximo en apoyos:

$$\text{Cargas permanentes: } (1 + 6,25 + 1,6) \cdot 5 \cdot \frac{30}{2} \cdot 1,35 = 896 \text{ kN}$$

$$\text{Sobrecarga uniforme: } 4 \cdot 5 \cdot \frac{30}{2} \cdot 1,5 = 450 \text{ kN}$$

$$\text{Carro: } 600 \text{ kN} \cdot 1,5 = 900 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2446 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{sd}}{d_w \cdot t_w} = \frac{2446 \cdot 10^3}{1835 \cdot 12} = 102 \text{ N/mm}^2 \approx 0,5 \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$$

(Con rigidizadores transversales se puede alcanzar este valor)

d) Comprobación de la capacidad de la losa de hormigón (H-30)

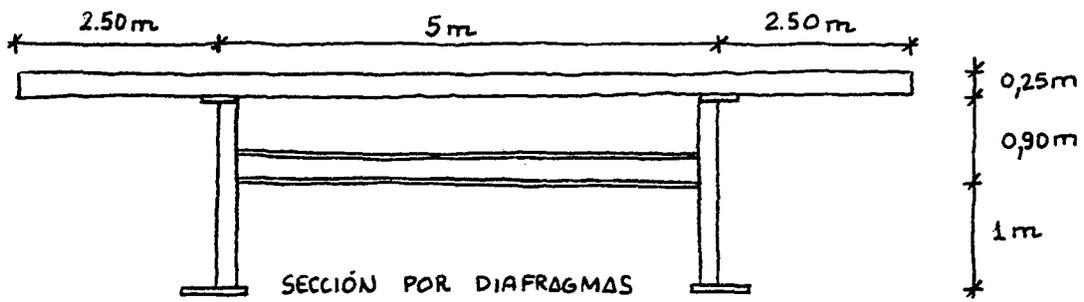
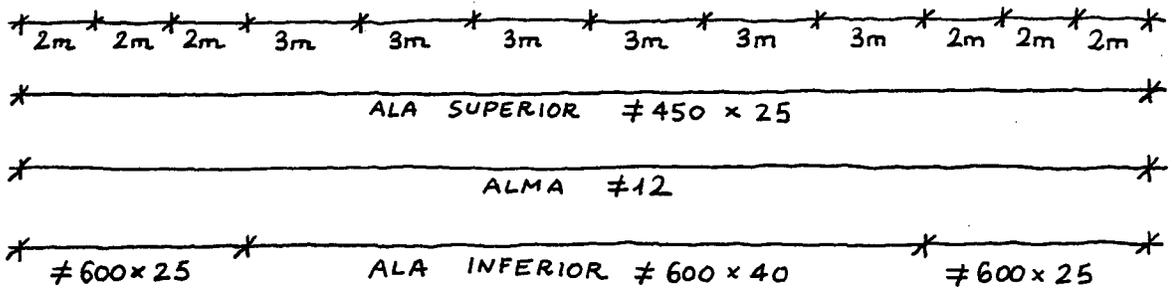
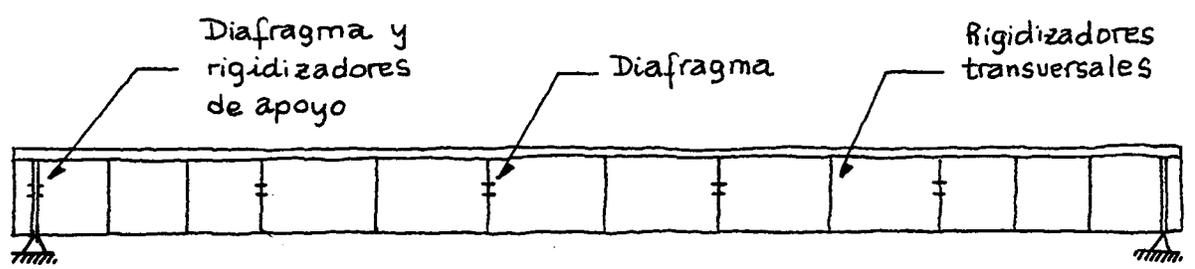
$$C_{\max} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,50} \cdot 5 \cdot 0,25 \cdot 10^3 = 21.250 \text{ kN}$$

Capacidad máxima del acero en tracción

$$T_{\max} = A_a \cdot 323 = (600 \times 40 + 1835 \times 12 + 450 \times 25) \cdot 323$$

$$T_{\max} = 18,492 \text{ kN} < C_{\max} = 21,250 \text{ kN}$$

e) Definición geométrica



f) Cuantías aproximadas por metro cuadrado de tableas

$$\text{Ala inferior: } \frac{(60 \cdot 4) \cdot 18 + (60 \cdot 2,5) \cdot 12}{30 \cdot 5} \cdot 0,785 = 0,32 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{Alma: } \frac{183,5 \cdot 1,2}{5} \cdot 0,785 = 0,35 \text{ kW/m}^2$$

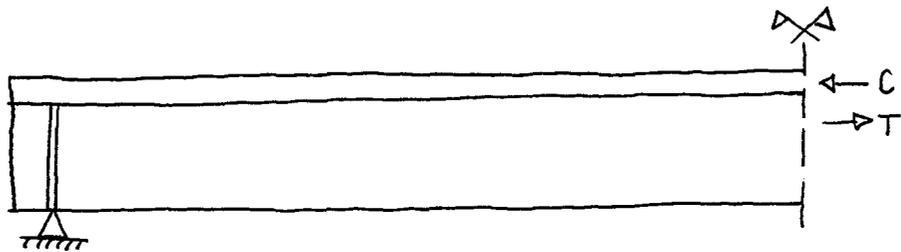
$$\text{Ala superior: } \frac{45 \cdot 2,5}{5} \cdot 0,785 = 0,18 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{Rigidizadores y diafragmas: } = 0,15 \text{ kW/m}^2$$

$$\text{TOTAL} = 1 \text{ kW/m}^2$$

g) Nº de pernos conectadores

Considerando pernos $\phi 19 \text{ mm}$; $h = 125 \text{ mm} \rightarrow P_{rd} = 81,6 \text{ kW}$



Como orden de magnitud:

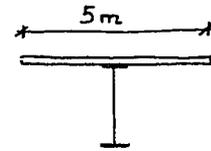
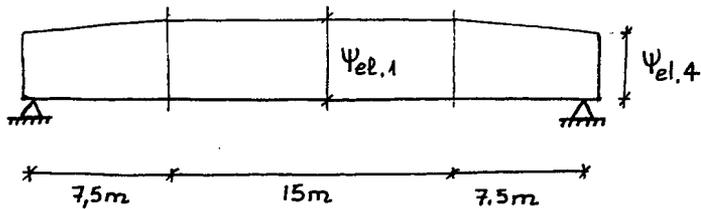
$$C^* = T^* = (\Delta_{\text{ala inferior}} + \Delta_{\text{alma}/2}) \cdot 323 = 11304 \text{ kW}$$

$$n^{\circ} \text{ pernos} = \frac{11304}{81,6} \approx 140 \text{ pernos}$$

$$\text{Por metro cuadrado de tableas: } \frac{140}{15,5} = 1,90 \frac{\text{pernos}}{\text{m}^2}$$

1.2.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.2.1.- Anchura eficaz elástica



SECCIÓN TIPO

$$\frac{b}{L} = \frac{2,5}{30} = 0,083$$

$$\Psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \left(\frac{b}{L}\right)^2} = 0,96$$

$$\Psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \frac{L}{b}\right) \cdot \Psi_{el,1} = 0,82$$

$$\Psi_{ul} = 1$$

A efectos prácticos tomaremos $b_{eff} = 5 \text{ m}$.

1.2.2. Secciones homogeneizadas

$$E_{c,28} = 10,000 \sqrt[3]{30+8} \approx 33,600 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2$$

Para efectos instantáneos de las cargas muertas ($t=0$) y para las sobrecargas:

$$n_0 = \frac{210000}{33600} = 6,25$$

Para efectos diferidos de las cargas muertas ($t = \infty$), tomaremos:

$$\varphi = 2$$

Se ha supuesto para ello que las cargas muertas comienzan a actuar sobre la estructura a los 28 días del hormigonado del tablero, habiéndose considerado una humedad atmosférica del orden del 70%.

$$n_{\infty} = 6,25 (1 + 2,0) = 18,75$$

En este caso, la expresión del parámetro de ajuste, j , será:

$$j(\infty, t) = 0,2 \cdot \frac{\sigma_{t,0}}{\sigma_{\infty}} + \frac{\sqrt{e^{5(\sqrt{28/t} - 1)} - 1}}{\psi(\infty, t_0)} + 0,8$$

$$j(\infty, 28) = 0,2 \cdot \frac{\sigma_{t,0}}{\sigma_{\infty}} + 0,8$$

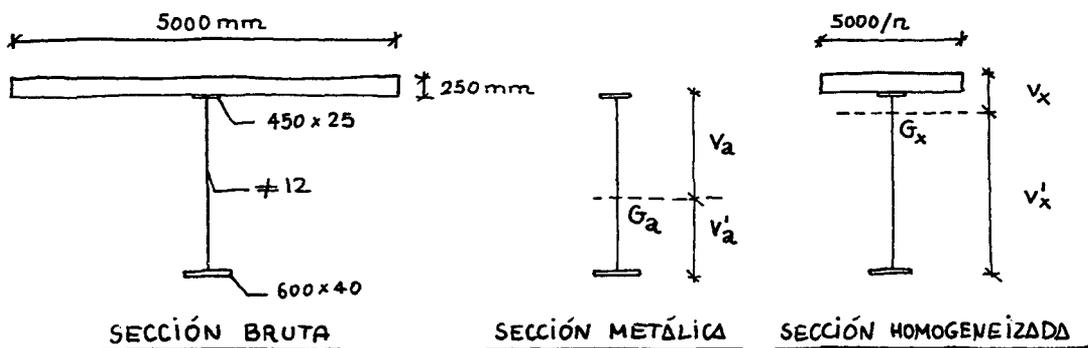
Como los valores de $\sigma_{t,0}$ y σ_{∞} no son muy diferentes:

$$j(\infty, 28) \approx 1$$

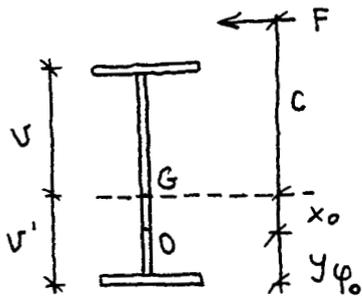
Para efectos de la retracción (acción variable en el tiempo e influenciado por la fluencia):

$$n_r = 6,25 (1 + 0,6 \cdot 2) = 13,75$$

1.2.3.- Características mecánicas de la sección central



El valor de y_{φ_0} identifica el llamado "punto de fluencia o retracción nula", es decir, la posición en la que la tensión provocada en la sección metálica por una fuerza de compresión situada por encima de su centro de gravedad se anula. Por ello, c , es la distancia de la posición de dicha fuerza al centro de gravedad de la sección metálica sobre la que se aplica.



$$\sigma = \frac{F}{A_a} - \frac{(F_c) \cdot x_0}{I_a} = 0$$

$$x_0 = \frac{I_a}{A_a \cdot c} \quad ; \quad y_{\varphi_0} = v' - \frac{I_a}{A_a \cdot c}$$

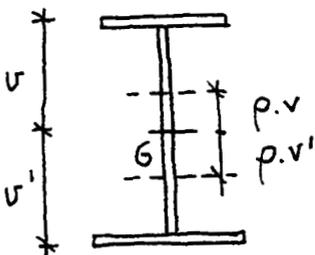
Cuando, como en el caso de la retracción, gradiente de temperatura γ , aproximadamente también, la fluencia, F actúa en el centro de gravedad de la losa de hormigón, tendremos:

$$c = 1,275 \text{ m}$$

$$x_0 = \frac{0,034}{0,057 \cdot 1,275} = 0,467 \text{ m}$$

$$y_{\varphi_0} = 0,75 - 0,467 = 0,28 \text{ m}$$

El rendimiento a flexión, ρ , de una sección suele ser un parámetro de utilidad en diversas comprobaciones. Identifica los bordes del núcleo central de la sección y suele variar poco para una determinada geometría de la sección



$$\rho = \frac{I}{A \cdot v \cdot v'}$$

Bordes núcleo central: $\left\{ \begin{array}{l} \rho.v \\ \rho.v' \end{array} \right.$

$$\text{Radio giro } i \approx \frac{h}{2} \sqrt{\rho}$$

Valores ρ característicos:

Cebosía $\rho=1$;  $\rho \approx 0.65$;  $\rho \approx 0.25$

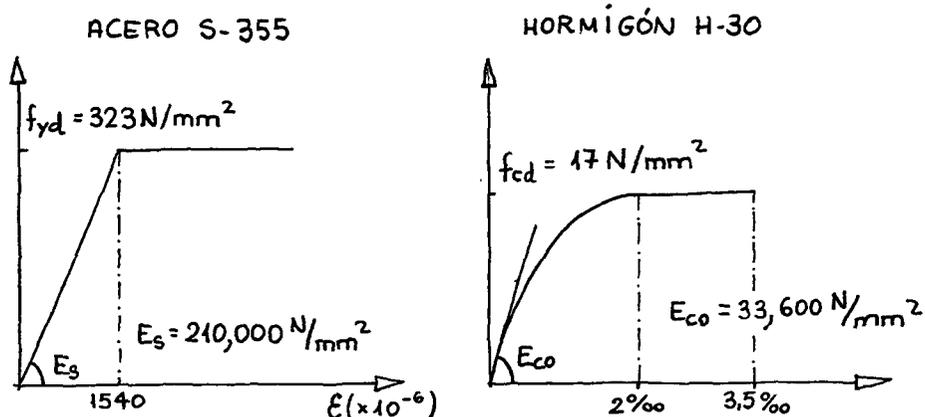
SECCIÓN CENTRAL	S. METÁLICA	S. HOMOGENEIZADA		
		$n=6,25$	$n=13,75$	$n=18,75$
AREA (m ²)	0,057	0,257	0,148	0,123
I (m ⁴)	0,034	0,108	0,092	0,085
W _s (m ³)	0,029	0,264	0,149	0,118
W _i (m ³)	0,046	0,062	0,060	0,059
v (m)	1,15	0,41	0,62	0,71
v' (m)	0,75	1,74	1,53	1,44
y ₀	0,28	-	-	-
ρ	0,70	0,59	0,67	0,65

1.3.- DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA DE LA SECCIÓN CENTRAL

Aunque, en general, no es necesario un análisis elasto-plástico (menos aún en un caso isostático), para evaluar el comportamiento de una estructura, la determinación, a modo de ejemplo, del diagrama momento curvatura de la sección central del tablero en estudio, puede contribuir a la presentación de diferentes conceptos

1.3.1.- Diagramas constitutivos de los materiales

Se han considerado los siguientes:



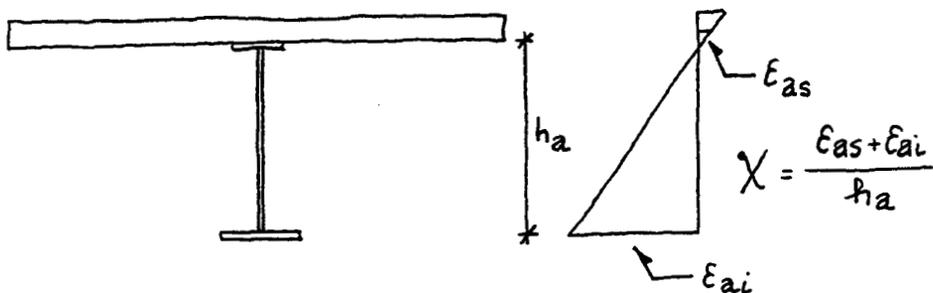
1.3.2: Procedimiento de cálculo

Se ha empleado un sencillo procedimiento en el que se ha ido incrementando la deformación unitaria en la fibra inferior del ala metálica traccionada.

Para cada $\Delta \epsilon_{a,i}$, a partir de los diagramas constitutivos de los materiales, se determina el plano incrementado de las deformaciones que corresponden a $\Delta N = 0$. Con él, se obtiene el valor ΔM y los $\Delta \epsilon$ de las fibras características de la sección.

La acumulación de momentos y deformaciones conduce a los diferentes puntos, con los que se ha determinado el diagrama de Momentos. Curvatura ($M - \chi$) de la sección central del tablero.

Por razones prácticas, la curvatura se determina para las deformaciones superior e inferior de la estructura metálica, aunque, naturalmente, es la del conjunto de la sección.



Al dibujar el diagrama, se ha supuesto que el conjunto de los efectos de retracción y fluencia (así como el gradiente de temperaturas negativas del tablero) se concentran en la etapa en que la estructura se ha completado y que los efectos de las sobrecargas se producen posteriormente.

Los puntos del diagrama momentos-curvatura calculados, identifican etapas características del comportamiento de la sección. Así se han determinado las siguientes fases o etapas de comportamiento:

- 1.- Peso propio del acero estructural y del hormigón fresco actuando sobre la estructura metálica.
- 2.- Efectos instantáneos de las cargas muertas actuando sobre la estructura mixta con $\eta = 6.25$
- 3.- Efectos de la fluencia y retracción, supuesto que actúan sucesiva e independientemente (como si el puente estuviese construido pero no entrase en servicio hasta que se hubiese manifestado la totalidad de los efectos.)

También se ha incorporado en esta etapa el efecto del gradiente de temperatura (enfriamiento de la losa de hormigón con relación al tablero metálico.)

- 4.- Efecto de la sobrecarga hasta que una de las fibras, (en este caso, la inferior) alcanza la deformación elástica: $\epsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$
- 5.- La fibra inferior alcanza la deformación $2\epsilon_y$
- 6.- La fibra inferior alcanza la deformación $3\epsilon_y$
- 7.- La fibra inferior alcanza la deformación $4\epsilon_y$
- 8.- La fibra inferior alcanza la deformación $8\epsilon_y$
- 9.- La sección se plastifica completamente. Las deformaciones del acero son técnicamente infinitas.

1.3.3.- Análisis de los efectos de la fluencia, de la retracción y del gradiente de temperatura entre la losa de hormigón y la estructura metálica

FLUENCIA

Como es bien sabido, las deformaciones iniciales ϵ_i que se producen cuando se comprime el hormigón, van aumentando con el paso del tiempo, hasta que la deformación se estabiliza alcanzando un valor $\epsilon_i(1+\psi)$, siendo ψ el coeficiente de fluencia.

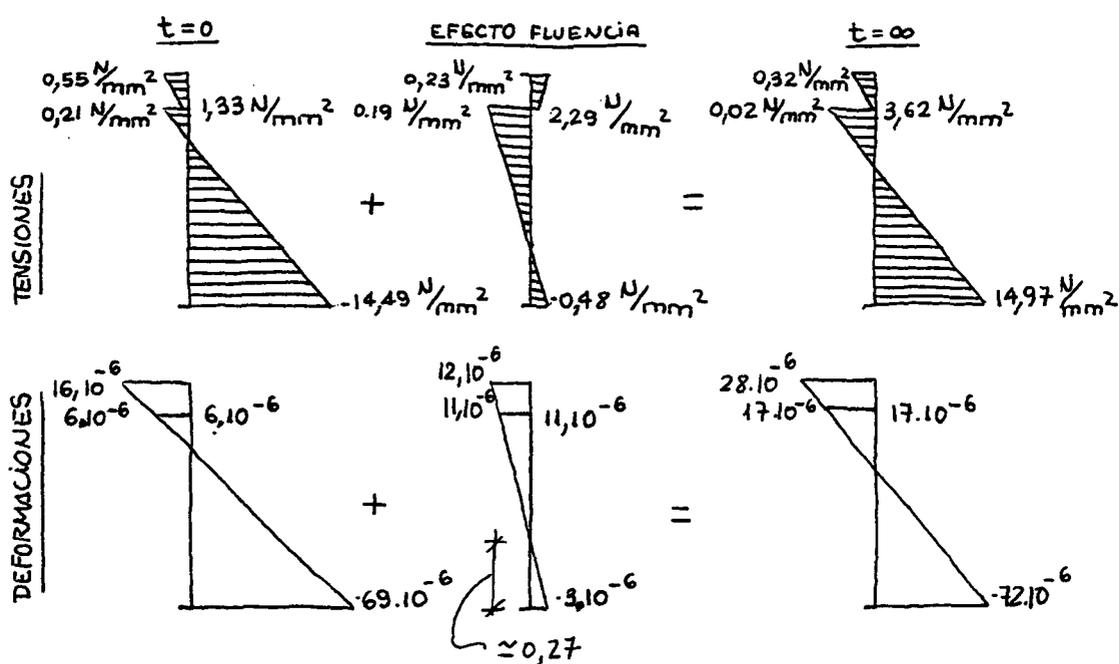
En el caso de tablero isostático que estamos analizando, las cargas muertas producen una deflexión de la viga con sus correspondientes estados de tensiones y deformaciones, que se determinan para una rigidez de la sección correspondiente a $E_i = 33.600 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$, o lo que es lo mismo, para un valor $n = 6,25$.

Con el paso del tiempo, supuesto que sólo actúen las cargas muertas (que dada la hipótesis de construcción no apeada, son las únicas que comprimen al hormigón), la flecha del tablero continúa aumentando, lo que lleva consigo unas variaciones tensionales y deformacionales que se producen entre el instante inicial de aplicación de las cargas muertas (que se ha supuesto para $t = 28$ días) y un tiempo suficientemente dilatado al que solemos llamar infinito.

Comentar estas obviedades sirve para recordar que los efectos aislados de la fluencia equivalen a un sistema de tensiones que se autoequilibran.

Dichos efectos se pueden deducir en la sección central como diferencia de un estado de tensiones y deformaciones para $t=0$ ($n=6,25$) y $t=\infty$ ($n=18,75$) provocadas por el momento flector debido a las cargas muertas.

$$M = \frac{1,6 \cdot 5,0 \cdot 30^2}{8} = 900 \text{ kNm}$$



DEFORMACIONES ($\times 10^{-6}$)	$t=\infty$ (I)	$t=0$ (II)	FLUENCIA (I)-(II)	TENSIONES (N/mm^2)	$t=\infty$ (I)	$t=0$ (II)	FLUENCIA (I)-(II)
ϵ_{hs}	28	16	12	σ_{hs}	0,3	0,5	-0,2
ϵ_{hi}	17	6	11	σ_{hi}	0	0,2	-0,2
ϵ_{as}	17	6	11	σ_{as}	3,6	1,3	2,3
ϵ_{ai}	-72	-69	-3	σ_{ai}	-15	-14,5	-0,5
$\chi(\text{m}^{-1})$	46	39	7				

RETRACCIÓN

ESTADO INICIAL	E. DEFORMACIONAL	E. TENSIONAL
<p>ACORTAMIENTO DE LA LOSA SIN CONECTAR</p> <p>$\Delta L/2$ $\frac{\Delta L}{2} = \epsilon_r \cdot \frac{L}{2}$ $\Delta L/2$</p>		

ESTADOS QUE SE ADICIONAN	E. DEFORMACIONAL	E. TENSIONAL
<p>ALARGAMIENTO DE LA LOSA SIN CONECTAR PRODUCCION POR LA TRACCION</p> <p>$N_r = \epsilon_r E_{hr} A_h$</p> <p>$N_r$ N_r</p> <p>ESTADO I</p>		
<p>EFFECTO DE N_r SOBRE LA ESTRUCTURA MIXTA ($n=13,75$)</p> <p>N_r N_r</p> <p>ESTADO II</p>	<p>4%</p>	

E. FINAL DEFORMACIONES	E. FINAL TENSIONES

En el estado final

$$\sum N = 0$$

$$\sum M = 0$$

Resultante de tensiones nula.

		DEFORMACIONES UNITARIAS	TENSIONES (N/mm ²)
HORMIGÓN	Fibra superior	$-250 \cdot 10^{-6} + \frac{3.5}{15272} = -21 \cdot 10^{-6}$	$3.5 - 250 \cdot 10^{-6} \cdot 15272 = -0.4$
	Fibra inferior	$-250 \cdot 10^{-6} + \frac{15272}{3} = -54 \cdot 10^{-6}$	$3 - 250 \cdot 10^{-6} \cdot 15272 = -0.9$
ACERO	Fibra superior	$198 \cdot 10^{-6}$	41.7
	Fibra inferior	$-33 \cdot 10^{-6}$	-7.1
		$\chi = \frac{198 + 33}{10^{-6}} = 231 \cdot 10^{-6}$	

Estado final (I + II)

$$y_p = 1.9 \cdot \frac{7.1 + 41.7}{7.1} = 0.27$$

COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE RETRACCIÓN NULO

$$\sigma_{as} = \left[\frac{4772}{0.148} + \frac{2362(0.62 - 0.25)}{0.092} \right] \cdot 10^{-3} = 32.2 + 9.5 = 41.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{al} = \left[\frac{4772}{0.148} - \frac{2362 \cdot 1.53}{0.092} \right] \cdot 10^{-3} = 32.2 - 39.3 = -7.1 \text{ N/mm}^2$$

- Tensiones en el acero

$$\sigma_{hs} = \left[\frac{4772}{0.148} + \frac{2362 \cdot 0.62}{0.092} \right] \cdot 10^{-3} = \frac{32.2 + 15.9}{13.75} = 3.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{hl} = \left[\frac{4772}{0.148} + \frac{2362(0.62 - 0.25)}{0.092} \right] \cdot 10^{-3} = \frac{32.2 + 9.5}{13.75} = 3 \text{ N/mm}^2$$

- Tensiones en el hormigón

$$M_r = 4772 \left(0.62 - \frac{2}{2} \right) = 2362 \text{ KNm}$$

$$N_r = E_r E_{hr} A_h = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 15272 \cdot 5000 \cdot 250 \cdot 10^{-6} = 4772 \text{ kN}$$

$$E_{hr} = \frac{210 \cdot 000}{13.75} = 15.272 \text{ N/mm}^2$$

Tomando $E_r = 250 \cdot 10^{-6}$, tendremos en la fase ②:

Gradiente de temperatura

Se supone un acortamiento de la losa equivalente a un descenso uniforme de temperatura de 15° , esto es:

$$\epsilon_T = 15 \cdot 12 \cdot 10^{-6} = 180 \cdot 10^{-6}$$

Todos los resultados se deducen de los determinados para la retracción, multiplicados por el coeficiente:

$$\frac{\epsilon_T \cdot E_o}{\epsilon_r \cdot E_r} = \frac{\epsilon_T \cdot n_r}{\epsilon_r \cdot n_o} = \frac{180 \cdot 10^{-6} \cdot 13,75}{250 \cdot 10^{-6} \cdot 6,25} = 1,58$$

	DEFORMACIONES UNITARIAS	TENSIONES (N/mm ²)
Fibra superior	$-33 \cdot 10^{-6}$	-0,6
Fibra inferior	$-85 \cdot 10^{-6}$	-1,4
Fibra superior	$313 \cdot 10^{-6}$	65,8
Fibra inferior	$-52 \cdot 10^{-6}$	-11
CURVATURA (m ⁻¹)	$\chi = \frac{313 + 52}{1,9} \cdot 10^{-6} = 192 \cdot 10^{-6}$	

1.3.4. Diagrama de Momentos - Curvatura

En el gráfico se han representado los puntos del diagrama momento - curvatura supuesto que los efectos de la fluencia, retracción y temperatura se concentran tras los del peso propio y las cargas muertas.

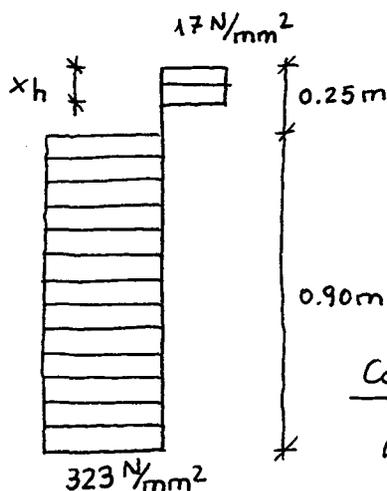
Para la obtención de los diferentes puntos representativos del diagrama Momento - Curvatura, se ha procedido de la siguiente manera:

- Hasta la fase 4, momento en el que plastifica la fibra inferior del acero, la estructura se comporta elásticamente y

aplicando, para las diferentes fases de construcción y carga, el principio de superposición en tensiones y deformaciones, incluidas las producidas por retracción, fluencia y gradiente de temperaturas.

A partir de la fase 4 y hasta que plastifica totalmente la sección, la deformación de los diferentes puntos del diagrama Momentos - Curvatura, se realiza imponiendo deformaciones a la fibra inferior del acero crecientes (ϵ_y , $2\epsilon_y$, $3\epsilon_y$, $4\epsilon_y$, $8\epsilon_y$) e imponiendo equilibrio tensional a la sección ($\Sigma \sigma = 0$), obteniéndose el momento actuante y la curvatura resultante.

El momento plástico de la sección corresponde a deformaciones teóricamente infinitas y se han determinado según el esquema tensional siguiente.



Cálculo del momento plástico:

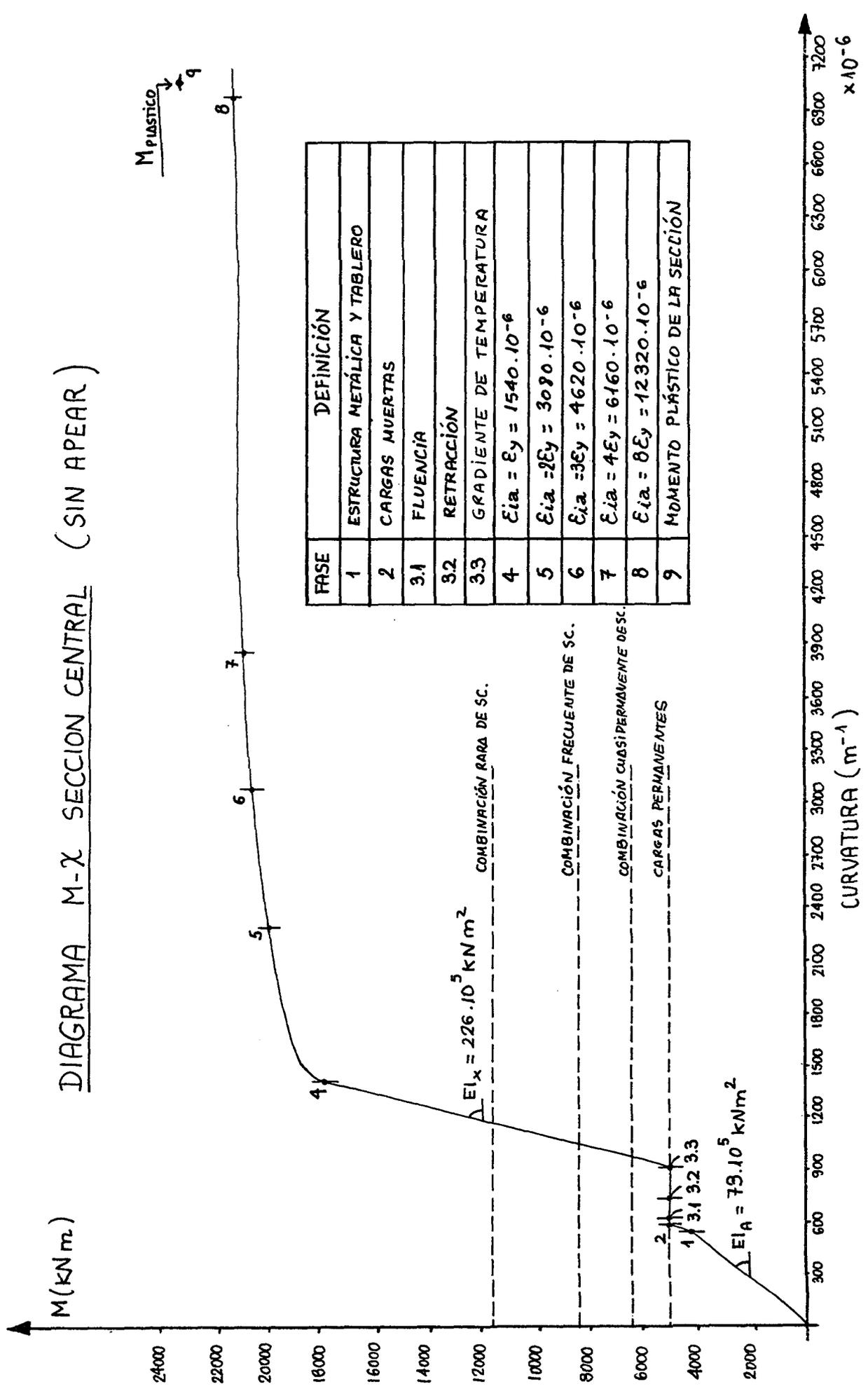
$$x_h = \frac{323 \cdot 57250}{17 \cdot 6000} = 217 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

$$C_h = T_a = 323 \cdot 57250 = 18492 \text{ kJ}$$

Contribución del:	A (mm ²)	Z (mm)	
Ala inferior	323 · 2400 ·	2022 · 10 ⁻⁶	15674 kNm
Alma	323 · 22020 ·	1079 · 10 ⁻⁶	7753 kNm
Ala superior	323 · 11250 ·	154 · 10 ⁻⁶	556 kNm

$$\text{Momento plástico} = 15674 + 7753 + 556 = 23983 \text{ kNm}$$

DIAGRAMA M-X SECCION CENTRAL (SIN APEAR)



FASE	DEFINICIÓN
1	ESTRUCTURA METÁLICA Y TABLERO
2	CARGAS MUERTAS
3.1	FLUENCIA
3.2	RETRACCIÓN
3.3	GRADIENTE DE TEMPERATURA
4	$\epsilon_{ia} = \epsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$
5	$\epsilon_{ia} = 2\epsilon_y = 3080 \cdot 10^{-6}$
6	$\epsilon_{ia} = 3\epsilon_y = 4620 \cdot 10^{-6}$
7	$\epsilon_{ia} = 4\epsilon_y = 6160 \cdot 10^{-6}$
8	$\epsilon_{ia} = 8\epsilon_y = 12320 \cdot 10^{-6}$
9	MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN

$M_{PLASTICO}$

CURVATURA (m^{-1})

$\times 10^{-6}$

COMBINACION RARA DE SC.
 COMBINACION FRECUENTE DE SC.
 COMBINACION CUASIPERMANENTE DE SC.
 CARGAS PERMANENTES

$EI_x = 226 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2$
 $EI_A = 79.10^5 \text{ kNm}^2$

1 / 3.1 3.2 3.3

HISTORIAL DE TENSIONES Y DEFORMACIONES EN S. CENTRAL

(Estructura sin apear)

Final →	FASE 1	FASE 2	FASE 3.1	FASE 3.2	FASE 3.3	FASE 4	FASE 5	FASE 6	FASE 7	FASE 8	FASE 9
M (kNm)	4078	4978	4978	4978	4978	17438	19684	20230	20494	20751	23983
$\chi (m^{-1}) \cdot 10^{-6}$	571	610	617	738	929	1478	2257	3051	3841	7073	-
$\epsilon_{hs} (\cdot 10^{-6})$	0	16	28	7	-26	194	341	509	667	1353	3500
$\epsilon_{hi} (\cdot 10^{-6})$	0	6	17	-37	-122	-34	-84	-115	-154	-264	-
$\epsilon_{as} (\cdot 10^{-6})$	657	663	674	872	1185	1273	1223	1192	1153	1043	-
$\epsilon_{ai} (\cdot 10^{-6})$	-428	-497	-500	-533	-585	-1540	-3080	-4620	-6160	-12320	-
$\sigma_{hs} (N/mm^2)$	0	0.5	0.3	-0.1	-0.7	6.9	11.6	13.1	14.8	15.4	17
$\sigma_{hi} (N/mm^2)$	0	0.2	0	-0.9	2.3	0.7	0.6	1.6	2.9	-	-
$\sigma_{as} (N/mm^2)$	137.9	139.2	141.5	183.2	249	267.4	256.4	249.9	241.6	218.6	-323
$\sigma_{ai} (N/mm^2)$	-90	-104.5	-105	-112.1	-123	-323	-323	-323	-323	-323	-323

Del análisis del diagrama M- χ y de los valores numéricos del cuadro anterior, destaca:

- a) La importancia relativa de las curvaturas debidas a la fluencia, retracción y gradiente de temperatura

$$\chi_p = 7 \cdot 10^{-6}; \quad \chi_r = 121 \cdot 10^{-6}; \quad \chi_T = 192 \cdot 10^{-6}$$

Los efectos de la fluencia son irrelevantes. La suma de fluencia y retracción producen una curvatura que es del orden del 9% de la que corresponde al momento elástico (fase 4: $\epsilon_{ai} = \epsilon_y$) de la sección y del orden del 3% de la determinada para el punto 7

Los efectos de la temperatura son más importantes que los de la retracción y tienen carácter cíclico. Los valores de cálculo empleados parecen muy conservadores.

Si hubiéramos considerado el efecto de la retracción actuando antes que la fluencia, el hormigón estaría traccionado y, por tanto, no existiría ésta última. Ciertamente, actúa simultáneamente pero no es fácil evaluar la influencia simultánea de ambas y la parte que corresponde a cada una. La utilización del módulo de elasticidad reducido $E_r = E_c (1 + 0,6 \varphi)$ que conduce en este caso a $n = 13,75$ no se puede decir que sea riguroso. La trascendencia de los resultados justifica que no sea necesario, en la práctica, mucho rigor al analizar estos conceptos, pero para saber que el rigor no es necesario hay que comprenderlos y estar en condiciones de tener orden de magnitud que acoten el rango de su incidencia.

b) El "momento elástico", para el que la primera fibra del acero (la inferior) alcanza su deformación elástica :

$$M_{el} = M_4 = 17438 \text{ kNm}$$

El "momento último", identificado con el punto 7 en el que $\epsilon_{ia} = 4\epsilon_y$ es:

$$M_{ult} = M_7 = 20494 \text{ kNm}$$

El momento plástico ($\epsilon_{ai} = \epsilon_{as} = \infty$; $\epsilon_{hs} = 3500 \cdot 10^{-6}$) vale:

$$M_{pl} = 23983 \text{ kNm}$$

Las relaciones entre estos valores característicos son :

$$\frac{M_{ult}}{M_{el}} = \frac{20494}{17438} = 1,17$$

$$\frac{M_{pl}}{M_{el}} = \frac{23983}{17438} = 1,37$$

$$\frac{M_{pl}}{M_{ult}} = \frac{23983}{20494} = 1,17$$

Ello confirma, por un lado, que limitar la capacidad resistente de la sección a M_{el} no es lógico y que, tampoco, lo es pretender alcanzar el momento plástico de la sección, lo que requiere unas deformaciones que, antes de ser alcanzadas, producirían el colapso de algún elemento estructural.

c) El hormigón está poco solicitado y su deformación máxima en el punto 8 apenas alcanza el 1,5‰, muy lejos del valor 3,5‰. La capacidad de compresión del hormigón es superior a la del acero en tracción: la sección tiene un comportamiento dúctil.

d) Las tensiones en el ala superior comprimida, alcanzan un valor máximo próximo a 300 N/mm^2 en el punto o fase 5, luego van descendiendo ligeramente.

Teóricamente entre los puntos 8 y 9, tendría que pasar bruscamente de 219 N/mm^2 a -323 N/mm^2 , lo que también justifica no llevar a la sección hasta la teórica posible plastificación.

e) En condiciones de servicio, el tablero se comporta elásticamente. Como se verá más adelante, tenemos:

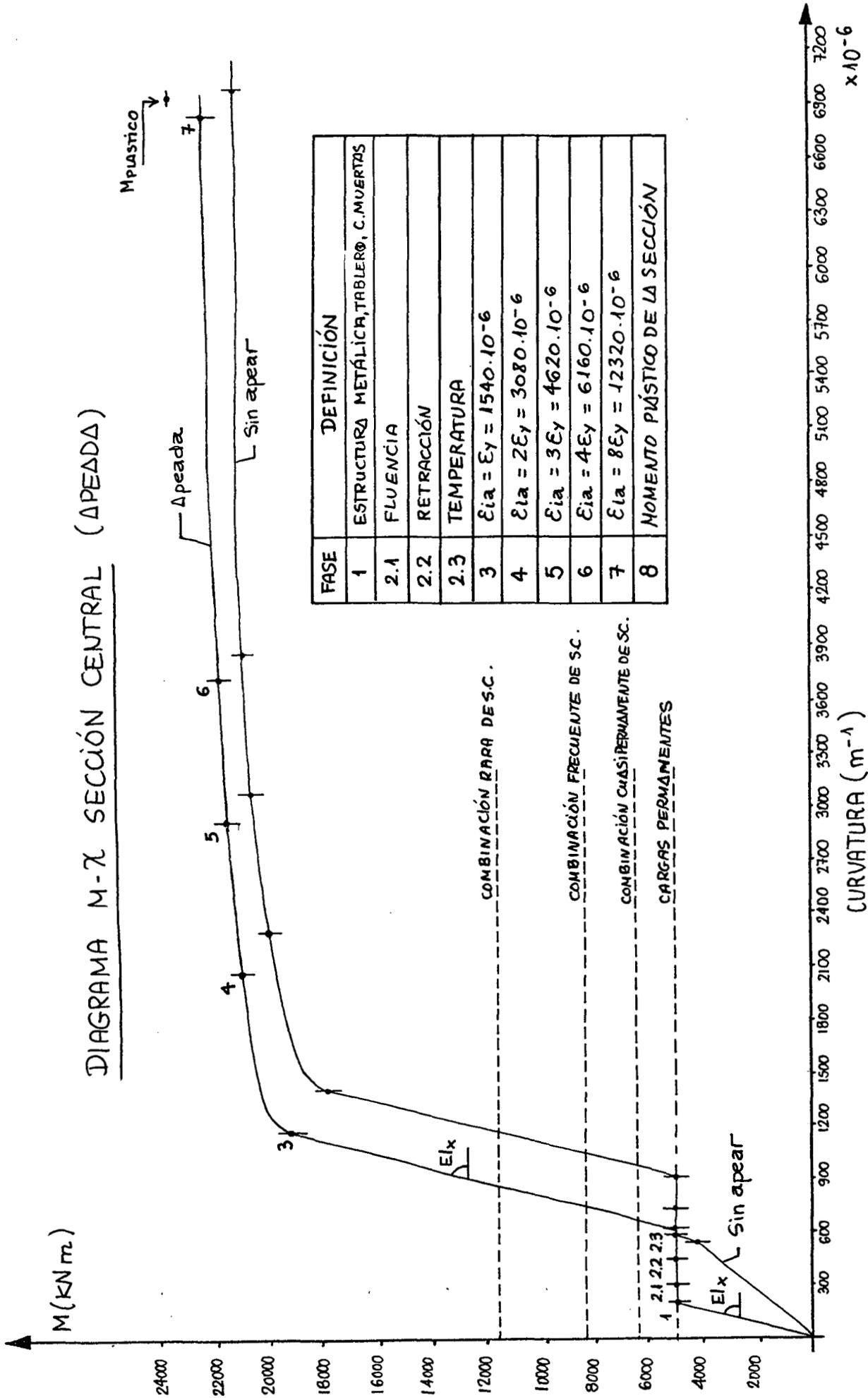
- Cargas permanentes	$M_{cp} = 4978 \text{ kNm}$
- Sobrecarga uniforme	$M_{sc} = 2250 \text{ kNm}$
- Carro	$M_{curo} = 4500 \text{ kNm}$

$$M_{servicio} = 11728 \text{ kNm} < M_{el}$$

f) La estructura está parcialmente sobredimensionada. Como luego veremos, el momento solicitante mayorado (E.L.U) es:

$$M_{sd} = 16.845 \text{ kNm} < M_{uet} = 20494 \text{ kNm}.$$

DIAGRAMA M- χ SECCIÓN CENTRAL (APEADA)



FASE	DEFINICIÓN
1	ESTRUCTURA METÁLICA, TABLERO, C. MUERTAS
2.1	FLUENCIA
2.2	RETRACCIÓN
2.3	TEMPERATURA
3	$\epsilon_{la} = \epsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$
4	$\epsilon_{la} = 2\epsilon_y = 3080 \cdot 10^{-6}$
5	$\epsilon_{la} = 3\epsilon_y = 4620 \cdot 10^{-6}$
6	$\epsilon_{la} = 4\epsilon_y = 6160 \cdot 10^{-6}$
7	$\epsilon_{la} = 8\epsilon_y = 12320 \cdot 10^{-6}$
8	MOMENTO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN

Conviene señalar lo siguiente :

- a) La mayor importancia de la fluencia (en la estructura no apeada $\chi_f = 11 \cdot 10^{-6}$) que, en todo caso, tiene una incidencia relativamente pequeña.

$$\chi_f = 60 \cdot 10^{-6}$$

$$\chi_r = 121 \cdot 10^{-6}$$

$$\chi_t = 192 \cdot 10^{-6}$$

- b) La notable reducción de deformaciones y tensiones en la platabanda superior, que se ha medido con la misma dimensión (450 x 25). De hecho, en una estructura apeada se podría llegar a prescindir de dicha platabanda si durante el proceso constructivo fuese posible asegurar la estabilidad del alma. En cierto modo, por tanto, se puede decir que la platabanda superior es el "precio" que se paga para evitar el apeo.

1.4: ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Concluido el apartado anterior en el que se ha expuesto el comportamiento global de la estructura, se procede ahora a realizar las comprobaciones habituales que se establecen en las recomendaciones.

1.4.1.- Esfuerzos correspondientes al estado límite de servicio

Solicitaciones:

$$S = S_{C.PERM} + \Psi (S_{SOBRECARGA} + S_{CARRO})$$

$$\Psi = 0,5 \text{ (Comb. frecuente)}$$

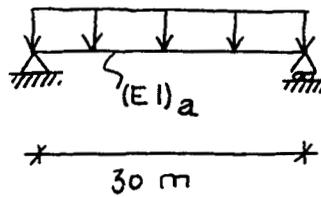
$$\Psi = 0,2 \text{ (Comb. cuasipermanente)}$$

SECCIÓN		COMBINACIONES					
		C. RARA $\Psi = 1$		C. FRECUENTE $\Psi = 0,5$		C. CUASIPERMANENTE $\Psi = 0,2$	
		M (KN/m)	Q (KN)	M (KN/m)	Q (KN)	M (KN/m)	Q (KN)
M _{MAX}	APOYO	0	1243	0	955	0	782
	C. VANO	11276	0	8141	0	6260	0
Q _{MAX}	APOYO	0	1533	0	1098	0	837
	C. VANO	11152	270	807	135	6230	54

1.4.2: Estado límite de deformaciones

Determinación de la contraflecha:

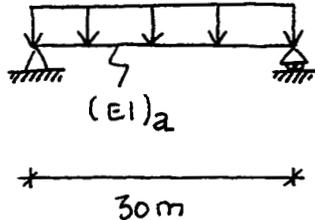
$q = 5 \text{ kN/m}$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{(EI)_a}$$


$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{5 \cdot 30^4}{714 \cdot 10^5} = 7,4 \text{ mm} \left(\approx \frac{L}{4000} \right)$$

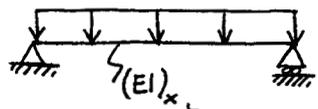
$$(EI)_a = 210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,034 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 714 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2$$

Deformación debida a la losa de hormigón

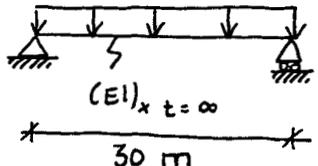
$q = 31,25 \text{ kN/m}$


$$f_2 = \frac{31,25}{5} \cdot 7,4 = 46,2 \text{ mm} \left(\approx \frac{L}{650} \right)$$

Deformación debida a cargas muertas

$q = 8 \text{ kN/m}$


$$f_{3, t=0} = 3,6 \text{ mm}$$

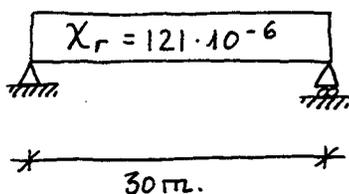
$q = 8 \text{ kN/m}$


$$f_{3, t=\infty} = 3,6 \cdot \frac{0,108}{0,085} = 4,6 \text{ mm} \left(\approx \frac{L}{6500} \right)$$

Obsérvese que las flechas debidas a las cargas muertas incrementan en un 27% debido a la fluencia, lo que contrasta con lo que ocurriría en una estructura de hormigón, donde:

$$f_{\infty} = f_0 (1 + \psi) \approx 3 f_0$$

Deformación debida a la retracción



$$f_{tr} = \frac{\chi L^2}{8} = 13,6 \text{ mm} \quad \left(\approx \frac{L}{2200} \right)$$

RESUMEN DEFORMACIONES

	t=0	t=\infty
E. Metálica	7,4	7,4
Losa hormigón	46,2	46,2
C. Muertas	3,6	4,6
Retracción	-	13,6

$$\approx 57 \text{ mm} \approx 72 \text{ mm}$$

Puede tomarse como contraflecha el valor medio de las flechas para $t=\infty$ y $t=0$:

$$\text{Contraflecha} = \frac{57 + 72}{2} \approx 64 \text{ mm} \quad \left(\approx \frac{L}{470} \right)$$

Para un puente isostático de un solo vano y carretera con circulación rápida se debe cumplir la condición:

$$\Delta f_{dif} < \frac{L}{1200} = 25 \text{ mm}$$

Comprobaciones:

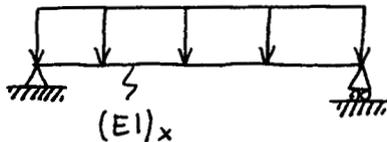
$$\text{En } t=0 \quad 64 - 57 = 7 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

$$\text{En } t=\infty \quad 72 - 64 = 8 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

Análogamente, para la estructura apeada:

Deformación debida a la estructura metálica y a la losa de hormigón

$$q = 36,25 \text{ kW/m}$$



$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{(EI)_x}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{36,25 \cdot 30^4}{226 \cdot 10^5} = 16,9 \text{ mm}$$

Las flechas correspondientes a las cargas muertas y retracción son las mismas que las correspondientes a la sección sin apelar:

$$f_{2,0} = 3,6 \text{ mm}$$

$$f_{2,\infty} = 4,6 \text{ mm}$$

$$f_r = 13,6 \text{ mm}$$

RESUMEN DEFORMACIONES

	t=0	t=∞
E. Metálica y tablero	16,5	16,5
Cargas muertas	3,6	4,6
Retracción	-	13,6
	$\approx 20\text{ mm}$	$\approx 35\text{ mm}$

$$\text{Contraflecha} \approx \frac{20 + 35}{2} \approx 28\text{ mm} \left(\approx \frac{L}{1100} \right)$$

$$\text{Limitación } \Delta f_{\text{dif}} < \frac{L}{1200}$$

Comprobaciones

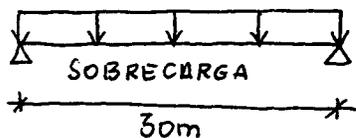
$$\text{En } t=0 \quad 28 - 20 = 8\text{ mm} < 25\text{ mm}$$

$$\text{En } t=\infty \quad 35 - 28 = 7\text{ mm} < 25\text{ mm}$$

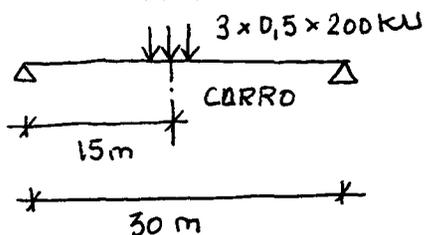
Verificación de la "robustez" (solución no apeada)

La flecha correspondiente a la parte de las sobrecargas correspondientes a la combinación frecuente no superará el valor de $L/1000$ correspondiente a puentes de carretera.

$$q = 0,5 \cdot 20 = 10\text{ kN/m}$$



$$f_{\text{SC}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{(EI)_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10 \cdot 30^4}{226 \cdot 10^5} = 4,6\text{ mm}$$



$$f_{\text{CARRO}} \approx 8\text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{L}{1000} = 30\text{ mm}$$

$$\frac{4,6\text{ mm} + 8\text{ mm}}{12,6\text{ mm}}$$

Comprobación flechas por sobrecarga $12,6\text{ mm} < 30\text{ mm}$

1.4.3.- Estado límite de deformaciones del alma

En vigas rectas sin rigidizadores longitudinales, la esbeltez del alma está limitada por la expresión:

$$\frac{b}{t} \leq 0,55 \frac{E_a}{f_y} \sqrt{\frac{\Delta_w}{\Delta_f}} \quad \begin{array}{l} \Delta_w : \text{Área del alma} \\ \Delta_f : \text{Área del ala que no está} \\ \text{en contacto con el hormigón} \end{array}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{1835}{12} \leq \frac{210.000}{12} \sqrt{\frac{1835 \cdot 12}{600 \cdot 40}} = 312$$

Realmente, la formulación anterior (ver la metodología del manual), se basa en el supuesto de que la curvatura es:

$$\chi = \frac{2,15}{b} \cdot \epsilon_y = \frac{3 \cdot 1540 \cdot 10^{-6}}{1,835} = 2517 \cdot 10^{-6}$$

En nuestro caso, la curvatura es mayor y alcanza en ELU el valor de $3841 \cdot 10^{-6}$, (correspondiente a un valor de $M = 20494 \text{ kNm}$), por lo que el valor que no debemos sobrepasar es:

$$\frac{b}{t} = 312 \cdot \sqrt{\frac{2517 \cdot 10^{-6}}{3841 \cdot 10^{-6}}} = 253$$

Además se deberá verificar:

En zonas rituadas en el centro de vigas isostáticas, donde el esfuerzo cortante es muy pequeño:

$$\frac{b}{t} \leq 240 \cdot \sqrt{\frac{355}{f_y}} = 240$$

En zonas de apoyo de vigas isostáticas:

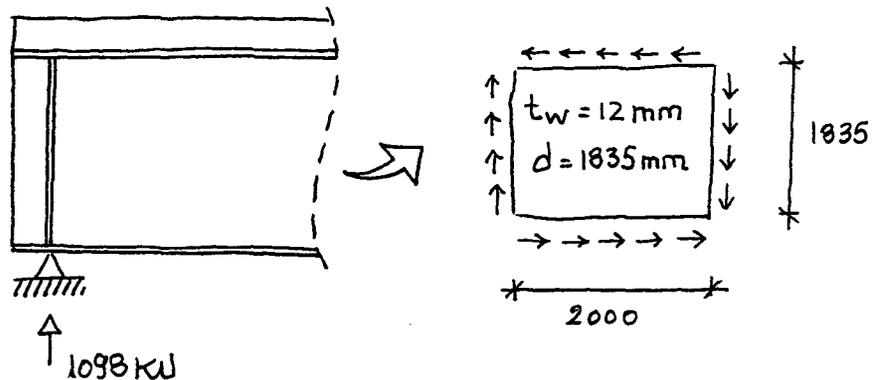
$$\frac{b}{t} \leq 200 \cdot \sqrt{\frac{355}{f_y}} = 200$$

Control tensional

Panel central:

Por estar la deformación transversal del alma comprimida coaccionada por la losa de hormigón, no se considera necesaria la comprobación (Ver los comentarios del manual)

Panel lateral:



$$\tau \approx \frac{Q}{A_w} = \frac{1098 \cdot 10^3}{1835 \cdot 12} = 49,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{cr} = K_{\tau} \cdot 0,9 \cdot E_a \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 = 8,7 \cdot 0,9 \cdot 210000 \left(\frac{12}{1835} \right)^2 = 70 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{2,00}{1,835} \right)^2} = 8,7$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma \approx 0 \\ \tau \approx 49,9 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \tau_{cr}} \right)^2 = \left(\frac{49,9}{1,1 \cdot 70} \right)^2 < 1$$

1.4.4.- Estado límite de vibraciones

Es una comprobación necesaria cuando el puente puede servir como pasarela de peatones

El periodo de vibración del tablero isostático es:

$$T_0 = 0,178 \cdot \sqrt{\delta_{est}}$$

siendo δ_{est} la flecha en centímetros provocada por la carga permanente (estructura metálica, losa de hormigón y cargas muertas) actuando sobre la estructura mixta simultáneamente ($EI_x: n=6,25$).

$$\delta_{est} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1,00+6,25+1,60) \cdot 5 \cdot 30^4}{226 \cdot 10^5} = 2 \text{ cm.}$$

$$T_0 = 0,178 \cdot \sqrt{2} = 0,25$$

$$f_0 = \frac{1}{T_0} = 3,9 \text{ Hz}$$

(Como una primera aproximación al valor de la frecuencia propia de vibración, puede calcularse también con la expresión:

$$\frac{100}{L} + 0,5 \quad L: \text{Longitud en metros del vano más largo del puente}$$

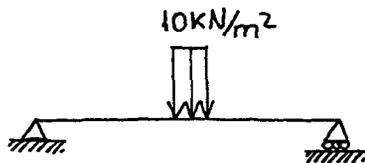
obteniéndose un valor de 3.83 Hz).

Control de vibraciones

$$\gamma_e \leq \sqrt{f_0} \cdot \frac{L f_0 - 18}{2000 f_0^2} = 0,64 \text{ cm.}$$

Siendo y_e la flecha estática de sobrecarga de 10 KN/m^2 centrada en un tramo de longitud :

$$a = \frac{a}{b} + 0,06 \cdot L = \frac{9}{5,00} + 0,06 \cdot 30 = 3,60 \text{ m}$$



a la que corresponde :

$$y_e = 0,42 \text{ cm}$$

Se cumple por tanto la condición :

$$y_e = 0,42 \leq 0,64 \text{ cm.}$$

1.4.4.- Estado límite de plastificaciones locales

- Comprobación de la sección central

Para el cálculo de las diferentes tensiones, se ha operado del siguiente modo; partiendo del estado tensional correspondiente al final de la retracción se han añadido dos estados tensionales, uno correspondiente a una parte de la temperatura (0,2 en la combinación frecuente y 0,6 para la combinación poco frecuente o rara) y otro correspondiente a un momento M igual a la diferencia entre el momento de la combinación considerada y 4978 KNm (momento correspondiente a las cargas permanentes).

$$\text{C.FREC.} \left\{ \begin{array}{l} \text{Ala superior} = 182,3 + 0,2 \cdot 65,8 + 4,7 = 200,1 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Ala inferior} = -109,8 + 0,2 \cdot (-2,2) + (-51) = 163 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{C.RARA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Ala superior} = 182,3 + 0,6 \cdot 65,8 + 9,4 = 231,2 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Ala inferior} = -109,8 + 0,6 \cdot (-2,2) + (-102) = 213,1 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

Para el hormigón:

$$C. \text{ FREQ} \quad | \quad \sigma_{hs} = 0 + 0,2 \cdot (-0,6) + 1,9 = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$C. \text{ RARA} \quad | \quad \sigma_{hs} = 0 + 0,6 \cdot (-0,6) + 3,8 = 3,4 \text{ N/mm}^2$$

Las tensiones límite de comparación definidas por las recomendaciones ($\sigma_{co} \geq \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$) serán :

C. Frecuente

$$\text{Acero} \quad \sigma_{co} = 0,75 \cdot 355 = 266 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Hormigón} \quad \sigma_{co} = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ N/mm}^2$$

C. Rara

$$\text{Acero} \quad \sigma_{co} = 0,90 \cdot 355 = 319 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Hormigón} \quad \sigma_{co} = 0,625 \cdot 30 = 18,8 \text{ N/mm}^2$$

Comprobaciones :

C. Frecuente

$$\text{Hormigón} : 1,8 < 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ala superior} : 200,1 < 266 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ala inferior} : 163,1 < 266 \text{ N/mm}^2$$

C. Rara

$$\text{Hormigón} : 3,4 < 18,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ala superior} : 231,2 < 319 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ala inferior} : 213,1 < 319 \text{ N/mm}^2$$

Generalmente, en estructuras isostáticas, la comprobación tensional no suele ser determinante. Las tensiones en el hormigón suelen estar muy alejadas de los valores límites, y la contri-

bución del cortante en las secciones es prácticamente irrelevante. En cualquier caso, sin necesidad de precisar mucho los valores de las tensiones, hay que realizar esta verificación en la sección de apoyos y en aquellos en las que se realiza un cambio de chapa.

En tableros continuos, este estado límite puede ser determinante en el caso de secciones sobre los apoyos, donde coexisten momentos y cortantes máximos.

1.5.- ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO

1.5.1.- Solicitaciones correspondientes al estado límite último

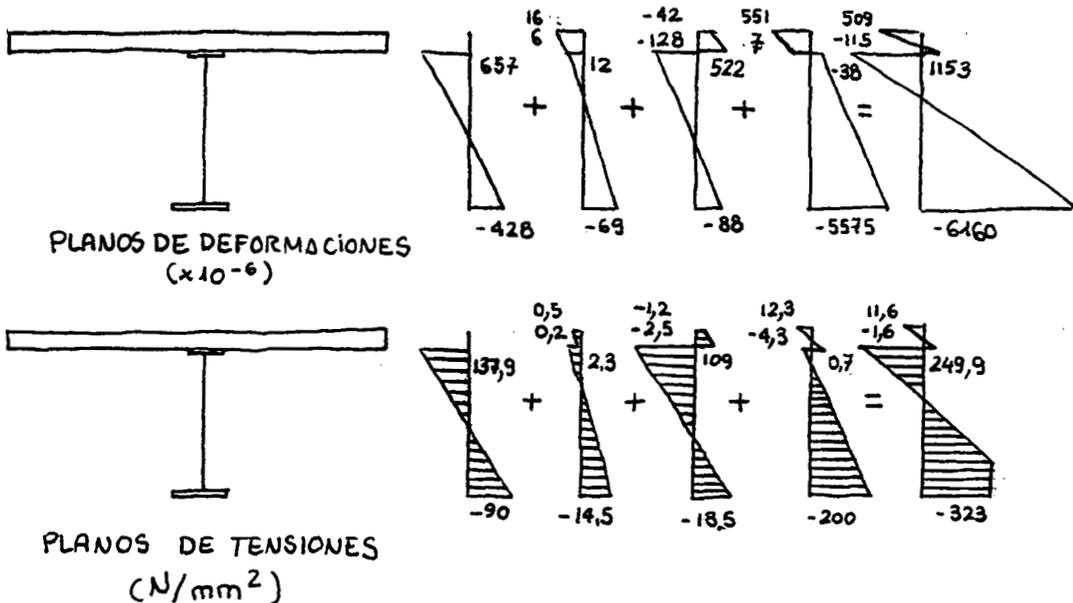
SECCIÓN CENTRO DE VANO				SECCIÓN APOYO	
$M_{sd, \max}$	Q_{sd}	M_{sd}	$Q_{sd, \max}$	M_{sd}	$Q_{sd, \max}$
16844	150	16169	450	0	2201

1.5.2.- Momento último resistente de la sección central

Tal y como se ha visto en el historial de tensiones y deformaciones de la sección central del apartado 1.3.4, el momento resistente correspondiente a una deformación unitaria del acero en tracción $\epsilon_{ai} = 4\epsilon_y$ es:

$$M_{rd} = 20494 \text{ kNm}$$

El resumen de la evolución de los estados tensionales y deformacionales que conducen a dicho valor es:



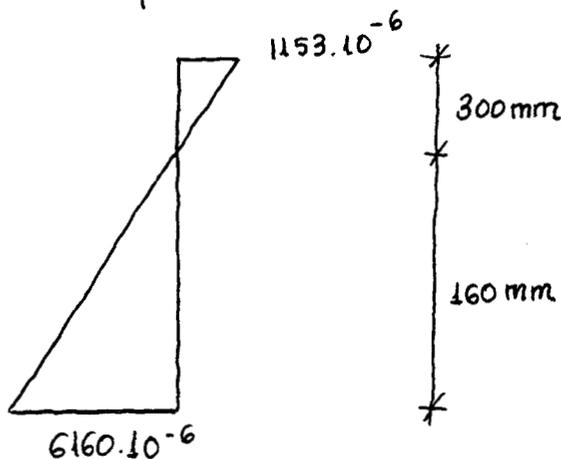
El cálculo de M_R ($E_{ai} = 4E_y$) sin haber tenido en cuenta el proceso constructivo, había conducido a un valor como ya se ha visto de:

$$M_R = 21989 \text{ kNm}$$

que es tan solo un 5% mayor que el anterior. Los efectos del proceso constructivo y de las deformaciones impuestas se hacen sentir esencialmente en el comportamiento en servicio y en mucha menor medida en valores de las capacidades resistentes en los E.L.L.

En el cálculo de la capacidad resistente, M_R , se ha contado con la totalidad de la sección, por lo que la sección se puede considerar compacta. (Tabla 6.3.3.b, RPK-95)

En efecto:



$$\eta = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

$$\alpha \cdot d = 300 \text{ mm}$$

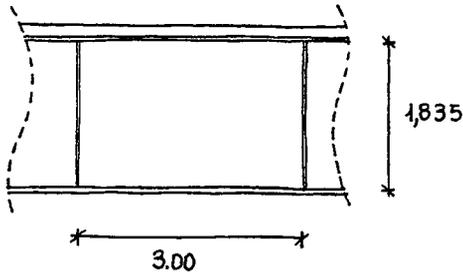
$$\alpha = \frac{300}{1835} = 0,16$$

Condición compacta: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \eta}{\alpha}$

$$\frac{1835}{12} = 152,9 \leq \frac{41,5 \cdot 0,81}{0,16} = 210,1$$

1.5.3.- Esfuerzo cortante último

• Panel central: Panel interior de viga con rigidizadores



$$V_{Rd} = V_{cr,d} + V_{t,d}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{3000}{1835} = 1.63$$

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

• $V_{cr,d} = d \cdot t_w \cdot \frac{\tau_c}{\gamma_a} \rightarrow$ Capacidad crítica

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 6.83$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot 0.9 \cdot E_a \cdot \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 = 55.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{55.2}} = \sqrt{\frac{355/\sqrt{3}}{55.2}} = 1.92 > 1.25$$

$$\chi = \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} = 0.27$$

$$\tau_t = 0.27 \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = 0.27 \cdot \frac{355}{\sqrt{3}} = 55.2 \text{ N/mm}^2 = \tau_{cr}$$

$$V_{cr,d} = 1835 \cdot 12 \cdot \frac{55.2}{1.1} = 1105 \text{ kN}$$

• $V_{t,d} = 0.9 \cdot g \cdot t_w \cdot \frac{\sigma_t}{\gamma_a} \cdot \text{sen } \phi \rightarrow$ Capacidad postóitica

$$\phi \approx \frac{2}{3} \arctg \frac{d}{a} = \frac{2}{3} \arctg \frac{1835}{3000} = 21^\circ$$

$$\cos \phi = 0.93$$

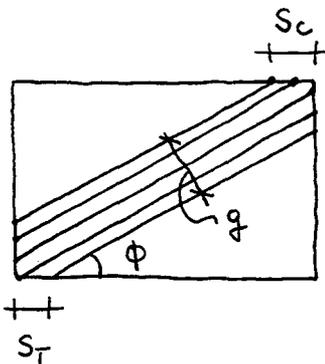
$$\text{sen } \phi = 0.36$$

$$\psi = 1.5 \cdot \tau_t \cdot \text{sen } 2\phi = 1.5 \cdot 55.2 \cdot \text{sen } 42 = 55.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = \sqrt{f_{yw}^2 - 3\tau_t^2 + \psi^2} - \psi$$

$$\sigma_t = \sqrt{355^2 - 3(55,2)^2 + 55,5^2} - 55,5 = 291 \text{ N/mm}^2$$

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \sin \phi$$



$$s_c = s_t = \frac{z}{\sin \phi} \sqrt{\frac{M_{Nf}}{t_w \cdot \sigma_t}} \geq a$$

Para el cálculo de s_t correspondiente al ala traccionada, podemos tomar:

$$M_{Nf} = 0,25 b \cdot t_f^2 \cdot f_{yf} \left[1 - \left(\frac{N_{f,sd}}{b \cdot t_f \cdot f_{yf}} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,25 \cdot 600 \cdot 40^2 \cdot 355 = 85 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$s_t = \frac{z}{0,36} \cdot \sqrt{\frac{85 \cdot 10^6}{12 \cdot 291}} = 866 \text{ mm}$$

Análogamente, para el caso de s_c :

$$M_{Nf} = 0,25 \cdot b \cdot t_f^2 \cdot f_{yf} \left[1 - \left(\frac{N_{f,sd}}{b \cdot t_f \cdot f_{yf}} \right)^2 \right] =$$

$$= 0,25 \cdot 450 \cdot 25^2 \cdot 355 = 25 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$s_c = \frac{z}{0,36} \cdot \sqrt{\frac{25 \cdot 10^6}{12 \cdot 291}} = 470 \text{ mm}$$

$$g = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \operatorname{sen} \phi$$

$$g = 1835 \cdot 0,93 - (3000 - 866 - 470) \cdot 0,36 = 1107 \text{ mm}$$

Finalmente :

$$V_{t,d} = 0,9 \cdot 1107 \cdot 12 \cdot \frac{291}{1,1} \cdot 0,36 = 1138$$

Por tanto :

$$V_{Rd} = 1105 + 1138 = 2243 \text{ kN}$$

Conviene observar que este valor de V_{Rd} corresponde a :

$$\tau_u = \frac{2243 \text{ kN}}{1835 \cdot 12} = 101,9 \text{ N/mm}^2$$

Según el método simplificado expuesto en el manual, el valor aplicable era :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} \cdot \beta \quad ; \quad \beta \approx 1,25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{1835}{12} = 153 \\ \frac{a}{d} = \frac{3000}{1835} = 1,63 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \tau_{cr} \approx 50 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{yw} = 205 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

$$\rightarrow \tau_u = \sqrt{50 \cdot 205} \cdot 1,25 = 125 \text{ N/mm}^2$$

1.5.4.- Diagrama de interacción Momento - Cortante (M-V)

Con suficiente aproximación se puede tomar como momento resistido por las alas :

$$T_a = 323 \cdot 600 \cdot 40 \cdot 10^{-3} = 7752 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 7752 \cdot 1,86 = 14418 \text{ kNm}$$

Los puntos característicos del diagrama son:

$$A(0; V_{Rd}) \rightarrow A(0; 2243 \text{ kN})$$

$$B(M_{f,Rd}; V_{wd}) \rightarrow B(14418 \text{ kNm}; 1749 \text{ kN})$$

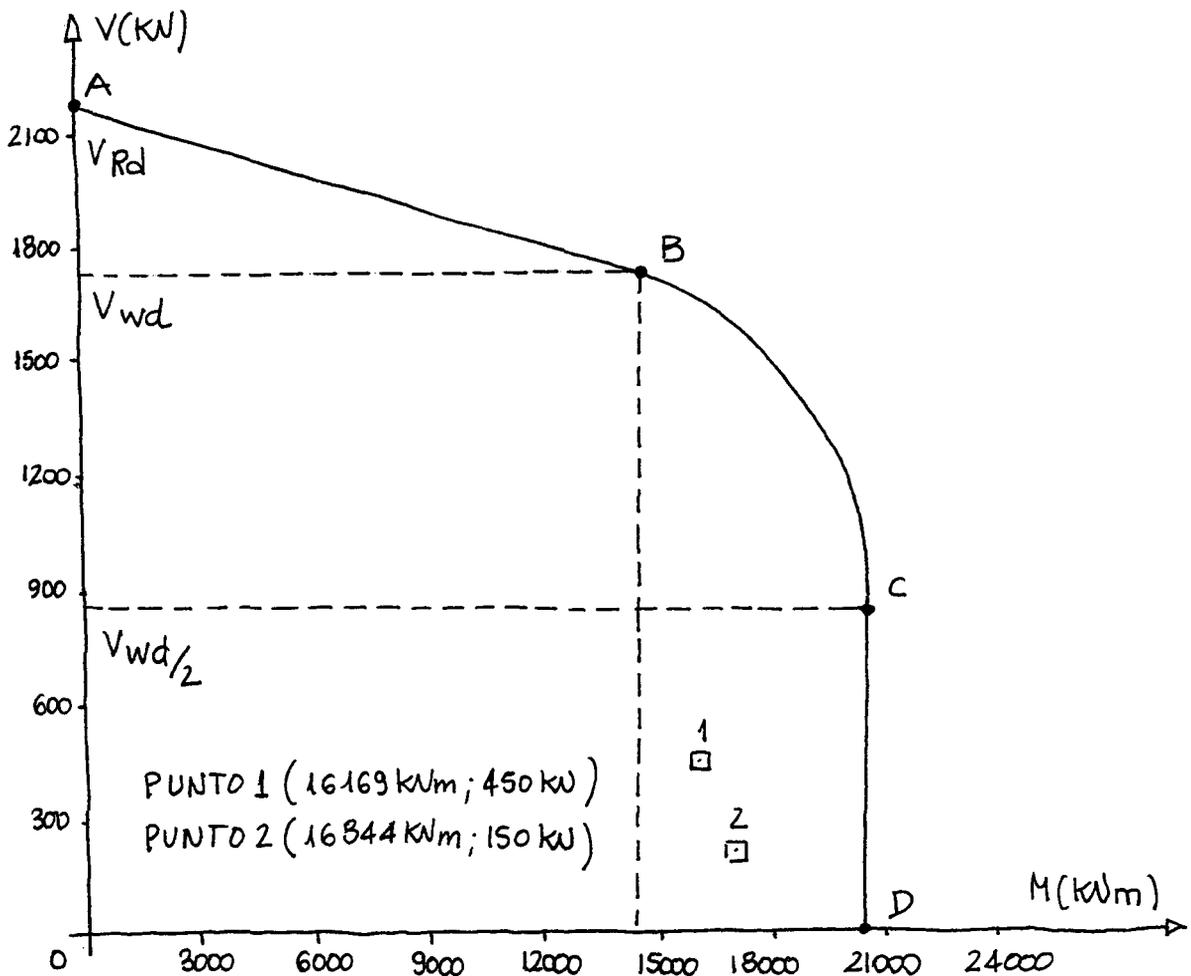
$$C(M_{Rd}; V_{wd}/2) \rightarrow C(20494 \text{ kNm}; 874.5 \text{ kN})$$

$$D(M_{Rd}; 0) \rightarrow D(20494 \text{ kNm}; 0)$$

La zona situada entre los puntos B y C queda definida por la curva definida por la expresión:

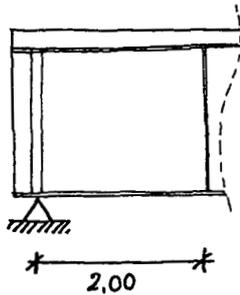
$$M = M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{sd}}{V_{wd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$$M = 20494 - 6076 \left(\frac{2V_{sd}}{1749} - 1 \right)^2$$



1.5.5: Sección de apoyos

Tomaremos:



$$V_{sd} = 2204 \text{ KN (máximo en panel)}$$

$$M_{sd} \approx 2204 \cdot 1 = 2204 \text{ KNm}$$

(en el centro del panel)

Podemos considerar los 3 casos siguientes:

- 1: El rigidizador externo no tiene capacidad para anclar la componente horizontal de $V_{t,d}$ que llega al rigidizador. Entonces:

$$V_{rd} = V_{cr,d} = d \cdot t_w \cdot \frac{\tau_t}{\gamma_a}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{2000}{1835} > 1$$

$$k_T = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5,34 + \frac{4}{\left(\frac{2000}{1835}\right)^2} = 8,7$$

$$\tau_{cr} = 0,9 \cdot 8,7 \cdot 210000 \cdot \left(\frac{12}{1835}\right)^2 = 70,3 \text{ N/mm}^2$$

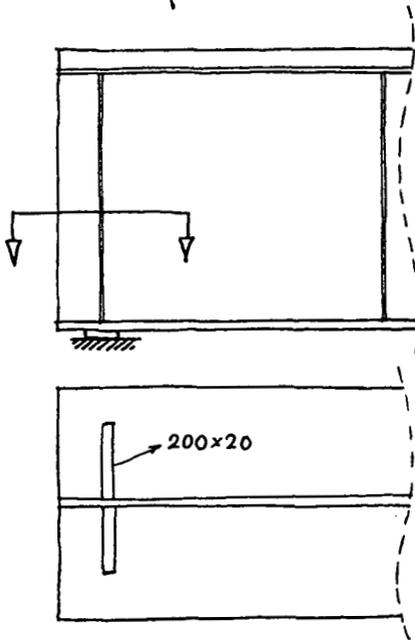
$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{205}{70,3}} = 1,7 > 1,25$$

$$\tau_t = \chi \tau_{yw} = \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} = 0,9 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}} = 109 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{rd} = 1835 \cdot 12 \cdot \frac{109}{1,1} = 2181 \text{ KN} < 2204 \text{ KN}$$

Es decir, que prácticamente la capacidad resistente en apoyos es suficiente sin tener necesidad de rigidizadores de apoyo muy potentes.

2- Rigidizador extremo simple : $b_s = 2 \times 200 = 400 \text{ mm}$; $t_s = 20 \text{ mm}$
(con capacidad de anclaje)



$$V_{Rd} = V_{cr,d} + V_{t,d}$$

$$\tau_t = \tau_{cr} = 70,3 \text{ N/mm}^2$$

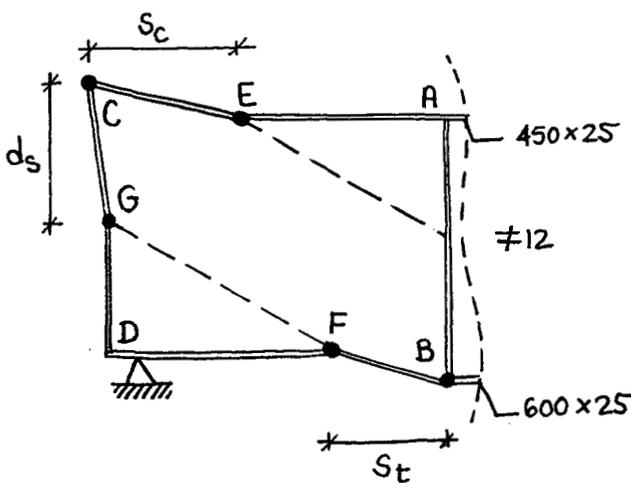
$$\cdot V_{cr,d} = 1407 \text{ kN}$$

$$\cdot V_{t,d} = d \cos \phi - (a - s_c - s_t) \operatorname{sen} \phi$$

- Longitud, s_t , entre rotulas
en el área traccionada

$$\phi = \frac{2}{3} \arctg \frac{1835}{2} = 28^\circ$$

$$\Psi = 1,5 \cdot 70,3 \cdot \operatorname{sen} 56 = 87,4 \text{ N/mm}^2$$



$$\sigma_t = \sqrt{(355)^2 - 3(70,3)^2 + (87,4)^2} - 87,4 = 257 \text{ N/mm}^2$$

$$(M_{Nf})_F = 0,25 \cdot 600 \cdot 25 \cdot 355 \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{psd}}{b \cdot t_f \cdot f_{yf}} \right)^2 \right] \cdot 10^{-6} = 33,3 \text{ kNm}$$

(Se ha tomado el término entre paréntesis
como cero)

$$s_t = \frac{2}{\operatorname{sen} 28} \sqrt{\frac{33,3 \cdot 10^6}{12 \cdot 257}} = 442 \text{ mm}$$

El cálculo de S_c se hace por tanteos sucesivos, suponiendo, en primer lugar, un valor de g (ancho de la banda traccionada) correspondiente a $S_c = 0$:

$$g = d \cos \phi - (a - s_t) \operatorname{sen} \phi$$

$$g = 1835 \cdot \cos 28^\circ - (2000 - 442) \cdot \operatorname{sen} 28^\circ = 907 \text{ mm}$$

$$N_{pl} = g \cdot t_w \cdot \sigma_t \cdot \cos \phi = 907 \cdot 12 \cdot 257 \cdot \cos 28^\circ \cdot 10^{-3} = 2461 \text{ kN}$$

$$M_{pl(E)} = 0,25 \cdot 450 \cdot 25^2 \cdot 355 \left[1 - \left(\frac{2461 \cdot 10^3}{450 \cdot 25 \cdot 355} \right)^2 \right] \cdot 10^{-6}$$

$$= 24,9 \left[1 - 0,616^2 \right] = 15,4 \text{ kNm.}$$

$M_{pl(C)}$: El menor del generado por el ala superior o por el rigidizador.

• Ala superior (C)

$$d_s = d - (a - s_t) \cdot \operatorname{tg} \phi = 1835 - (2000 - 442) \cdot \operatorname{tg} 20^\circ$$

$$d_s = 1006 \text{ mm}$$

$$F_t = d_s \cdot t_w \cdot \sigma_t \cdot \cos^2 \phi = 1006 \cdot 12 \cdot 257 \cdot \cos^2 28^\circ \cdot 10^{-3}$$

$$F_t = 2400 \text{ kN}$$

$$M_{Nf} = 0,25 \cdot 450 \cdot 25^2 \cdot 355 \left[1 - \left(\frac{2400 \cdot 10^3}{450 \cdot 25 \cdot 323} \right)^2 \right] \approx 16 \text{ kNm}$$

• Rigidizador (C)

$$N_{s2} = t_w \cdot S_c \cdot \sigma_t \cdot \operatorname{sen}^2 \phi = 0 \quad (S_c = 0)$$

$$M_{Ns} = 0,25 \cdot 400 \cdot 20^2 \cdot 355 \cdot 10^{-6} = 14,2 < 16 \text{ kNm.}$$

$$M_{pl(C)} = 14,2 \text{ kNm.}$$

Resulta:

$$S_c = \frac{2}{\operatorname{sen} \phi} \sqrt{\frac{M_{pl(E)} + M_{pl(C)}}{2 t_w \cdot \sigma_t}} = \frac{2}{\operatorname{sen} 28^\circ} \sqrt{\frac{15,4 + 14,2}{2 \cdot 12 \cdot 257}} = 294 \text{ mm}$$

Repitiendo el procedimiento, partiendo ahora de $s_c = 294 \text{ mm}$, se calcula un nuevo valor de S_c que resulta aproximadamente igual que el anterior, luego:

$$g = 1835 \cdot \cos 28 - (2000 - 294 - 442) \cdot \operatorname{sen} 28 = 1045 \text{ mm}$$

$$V_{t,d} = 0,9 \cdot 1045 \cdot 12 \cdot \frac{257}{1,1} \cdot \operatorname{sen} 28^\circ \cdot 10^{-3} = 1239 \text{ kN}$$

$$V_{R,d} = V_{c,r,d} + V_{t,d} = 1407 + 1239 = 2645 \text{ kN}$$

$$\left(\text{Este valor equivale a } \tau_u = \frac{2645 \cdot 10^5}{1835 \cdot 12} = 121 \text{ N/mm}^2 \right)$$

$$121 \approx 1,0 \sqrt{\tau_{cr} \cdot \tau_{yw}}$$

Para que los cálculos anteriores estén justificados, el rigidizador simple debe cumplir la condición:

$$M_{pl,2} + M_{pl,3} \geq F_t \cdot \frac{d_s}{2}$$

siendo:

$$M_{pl,2} = 14,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_t = 2400 \text{ kN}$$

$$d_s = 1006 \text{ mm}$$

$$M_{pl,3} = 14,2 \left[1 - \left(\frac{N_{s,3}}{b_s t_s f_{ys}} \right)^2 \right]$$

con:

$$N_{s,3} = V_{sd} - \tau_t t_w (d - d_s)$$

$$N_{s,3} = 2206 - 70,3 \cdot 12 (1835 - 1006) \cdot 10^{-3} = 1506 \text{ kN}$$

$$M_{pl,3} = 14,2 \left[1 - \left(\frac{1506 \cdot 10^3}{400 \times 20 \times 355} \right)^2 \right] = 10,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación:

$$14,2 + 10,2 = 24,4 \ll 2400 \text{ (No cumple)}$$

Esto significa que el rigidizador es insuficiente para generar el valor de $V_{td} = 1239 \text{ KN}$ determinado.

La capacidad resistente a cortante de la zona de apoyos será intermedio entre :

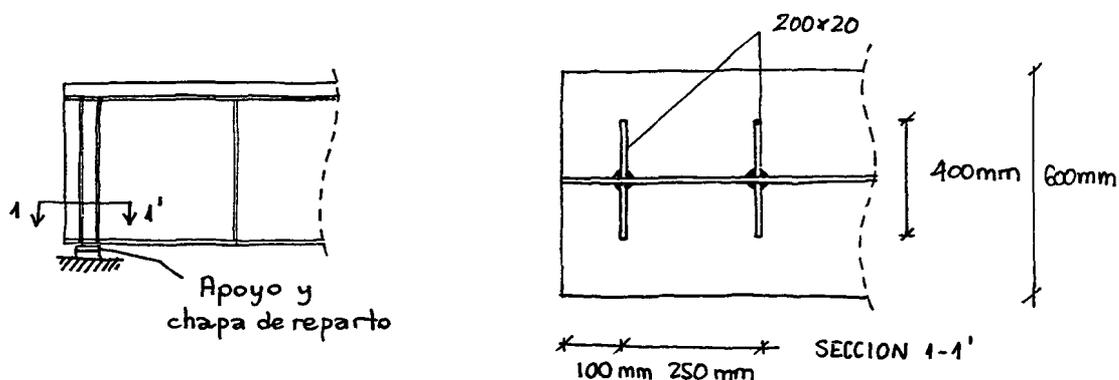
$$V_{rd} = 2671 \text{ KN}$$

$$\text{y } V_{rd} = 2181 \text{ KN (supuesto el rigidizador sin capacidad de anclaje)}$$

Para determinar el valor de V_{td} que corresponde al rigidizador de 400×20 dispuesto, se puede incrementar el valor de ϕ hasta que se alcanzan los valores que permiten cumplir la condición anterior.

Este ejemplo muestra que los rigidizadores simples difícilmente pueden tener las dimensiones adecuadas para anclar la potencial capacidad de tracción de la banda tesa. Por ello, y para asegurar mejor la transmisión de las cargas puntuales de los apoyos, en puentes, suelen disponerse rigidizadores de apoyo doble o asimilados, que es el caso que se propone a continuación :

3: Rigidizador doble en apoyo:



La capacidad resistente a cortante se determina como si se tratase de un panel interior (tratamiento que se ha expuesto anteriormente).

$$M_{nf,T} = 0,25 \cdot 450 \cdot 25^2 \cdot 355 = 24,9 \text{ kNm}$$

$$S_c = \frac{2}{\sin 28} \cdot \sqrt{\frac{24,9 \cdot 10^6}{12 \cdot 257}} = 382 \text{ mm}$$

$$g = d \cdot \cos \phi - (a - S_c - S_t) \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$M_{nf,c} = 0,25 \cdot 600 \cdot 40^2 \cdot 355 = 85,2 \text{ kNm}$$

$$S_T = \frac{2}{\sin 28} \cdot \sqrt{\frac{85,2 \cdot 10^6}{12 \cdot 257}} = 708 \text{ mm}$$

$$g = 1835 \cdot \cos 28 - (2000 - 708 - 382) \cdot \operatorname{sen} 28 = 1193 \text{ mm}$$

$$V_{td} = 0,9 \cdot 1193 \cdot 12 \cdot \frac{257}{1,1} \cdot \operatorname{sen} 28 \cdot 10^{-3} = 1413 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = V_{cr,d} + V_{td} = 1408 + 1413 = 2821 \text{ kN}$$

Verificación de la comprobación de rigidez:

$$M_{pl,2} + M_{pl,3} \geq F_t \cdot \frac{S_s}{2}$$

$$M_{pl,2} = 24,9 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,4} = 400 \times 20 \cdot 355 \cdot 250 \cdot 10^{-6} = 710 \text{ kNm}$$

$$F_t = t_w \cdot d_s \cdot \sigma_t \cdot \cos^2 \phi = 2760 \text{ kN}$$

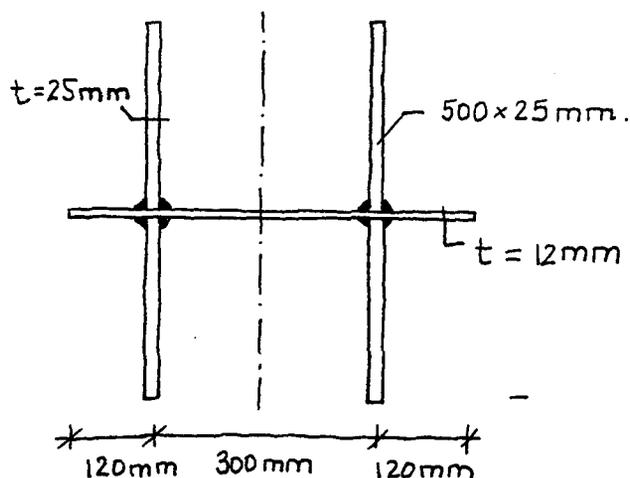
$$d_s = 1148 \text{ mm}$$

$$M_{pl,2} + M_{pl,4} = 734 \text{ kNm}$$

$$F_t \cdot \frac{S_s}{2} = 2760 \cdot \frac{1148}{2} = 1584 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,2} + M_{pl,4} \not\geq F_t \cdot \frac{S_s}{2}$$

Tampoco se cumple la condición. Una solución es reforzar el rigidizador y contar incluso con la contribución de una parte del alma, tal y como se ha hecho en el esquema:



El momento plástico sería:

$$M_{pl} \approx 500 \times 25 \times 355 \cdot 10^{-3} \cdot 0,3 + 540 \cdot 12 \cdot 355 \cdot 10^{-3} \cdot 0,135$$

$$M_{pl} \approx 1641 \text{ kNm}$$

que sí cumplía la condición necesaria:

$$24,9 + 1641 = 1666 \text{ kN}$$

$$F_t = \frac{S_s}{2} = 2760 \cdot \frac{1,148}{2} = 1584 < 1666 \text{ kN}$$

Otra alternativa mucho más eficaz es disponer rigidizadores más próximos en la zona de apoyos, o incrementar el espesor de la chapa del alma en esta zona. La disposición más lógica de rigidizadores habría sido según la frecuencia 1,5 / 2,0 / 2,5 / 3,0 comenzando en los apoyos. En cualquier caso, el rigidizador doble suele ser aconsejable para asegurar la transferencia de la carga puntual de la reacción de apoyo al alma de la viga.

1.6.- VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO DE FATIGA

Método de verificación y carga de fatiga

$$\Delta\sigma_{SF} \leq \frac{\Delta\sigma_{RF}}{\gamma_{MF}}$$

$\Delta\sigma_{SF}$: Diferencia de tensiones por la carga de fatiga

$\Delta\sigma_{RT}$: Resistencia frente a la fatiga del detalle considerado

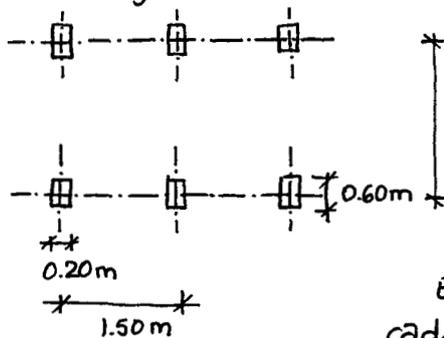
γ_{MF} : Factor de seguridad del detalle.

$$\Delta\sigma_{SF} = |\sigma_{\text{máx}} - \sigma_{\text{mín}}|$$

$$\Delta\sigma_{RF} = \Delta\sigma_f \left[\frac{2 \times 10^6}{N_{eq}} \right]^{1/3}$$

$N_{eq} = 1.3 \times 10^6 \rightarrow$ Intensidad media de 1000 vehículos pesados por día laborable y sentido de circulación,

Modelo carga



Cargas :

- Por rueda 65 kN
- Por eje 130 kN
- Total $65 \times 5 = 390$ kN

Estos valores deben ser multiplicados por un coeficiente dinámico de valor $\phi = 1.2$

Carga total = 468 kN

Detalle 1

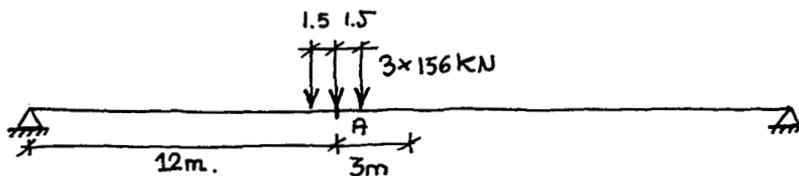
Encuentro del diafragma transversal con el alma de la viga.

Categoría del detalle \rightarrow (71) Rigidizadores transversales soldados a viga armada

Por tanto :

$$\Delta\sigma_{RF} = 71 \times \left(\frac{2 \times 10^6}{1.3 \times 10^6} \right)^{1/3} = 82 \text{ N/mm}^2$$

$\Delta\sigma_{SF} \rightarrow$ Incremento de tensiones producido por la carga de fatiga.



$$M_A = 3089 \text{ kN.m}$$

$$\Delta\sigma_{SF}^* = \frac{3089 \cdot 1,74 \cdot 10^5}{10819856} \approx 50 \text{ N/mm}^2$$

Considerando un factor de seguridad de 1,35, correspondiente a un detalle crítico, con inspecciones y mantenimiento periódico y con fácil acceso al detalle :

$$\gamma_{MF} = 1,35$$

$$\text{Por tanto : } \Delta\sigma_{SF} \leq \frac{\Delta\sigma_{RF}}{1,35} ; 50 \leq \frac{82}{1,35}$$

quedando asegurada la resistencia a fatiga de dicho detalle de unión entre la viga y el diafragma transversal. (Realmente el rigidizador no hay que soldarlo al ala traccionada, por lo que la verificación de fatiga sería aún más favorable. Por otra parte habría que comprobar también la fatiga al cambiar el espesor de la chapa de 40mm a 25mm)

Detalle 2

Pernos conectadores

Categoría del detalle \rightarrow (80) Efecto de pernos conectadores soldados sobre el material base

Por tanto

$$\Delta\sigma_{RF} = 80 \left(\frac{2 \times 10^6}{1,3 \times 10^6} \right)^{1/3} = 92 \text{ N/mm}^2$$

Zona de apoyos
 $\Delta\sigma_{SF} \rightarrow$ Incremento de tensiones producido por la carga de fatiga (incremento rasante)


$$Q_{\text{apoyo}} = 444,6 \text{ kN}$$

$$\text{Rasante} \approx \frac{Q}{Z} = \frac{446,6}{1,835} = 243 \text{ kN/m}$$

En el apoyo, disponíamos 20 pernos por metro lineal, que absorben el incremento de rasante :

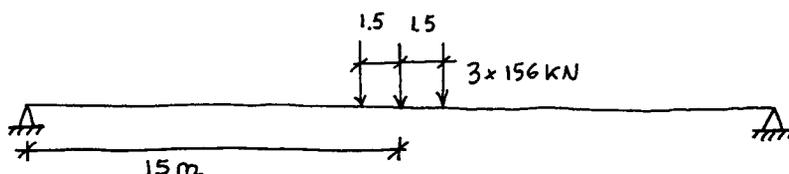
$$\Delta\tau_{SF} = \frac{243 \cdot 10^3 \text{ N}}{280 \frac{\text{mm}^2}{\text{perno}} \cdot 20 \text{ pernos}} = 43 \text{ N/mm}^2$$

Considerando el mismo factor de seguridad :

$$\Delta\tau_{SF} \leq \frac{\Delta\tau_{RF}}{1,35} ; 43 < \frac{92}{1,35}$$

Zona central del vano

$\Delta\sigma_{SF} \rightarrow$ Incremento de tensiones producido por la carga de fatiga (incremento rasante)



$$Q_{\text{centro vano}} = 234 \text{ kN}$$

$$\text{Rasante} \approx \frac{Q}{Z} = 127 \text{ kN}$$

En la zona central se disponen 8 pernos por metro lineal, que deben absorber el incremento de rasante:

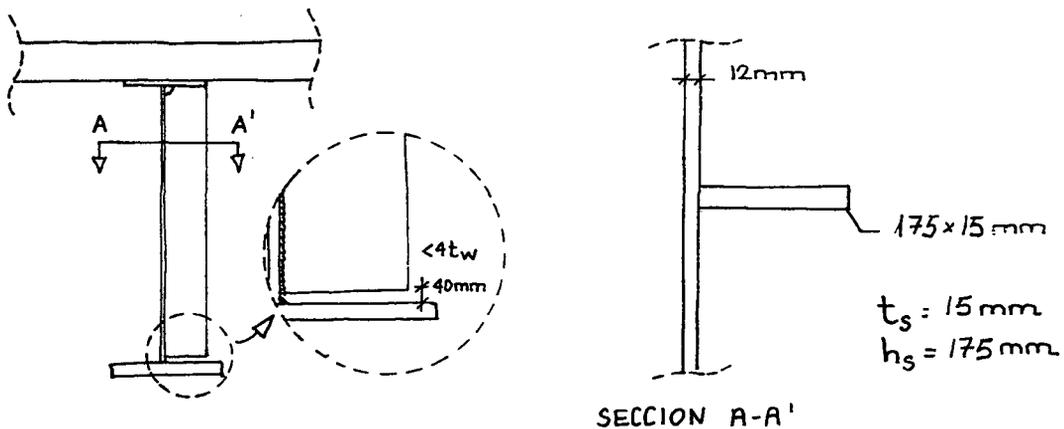
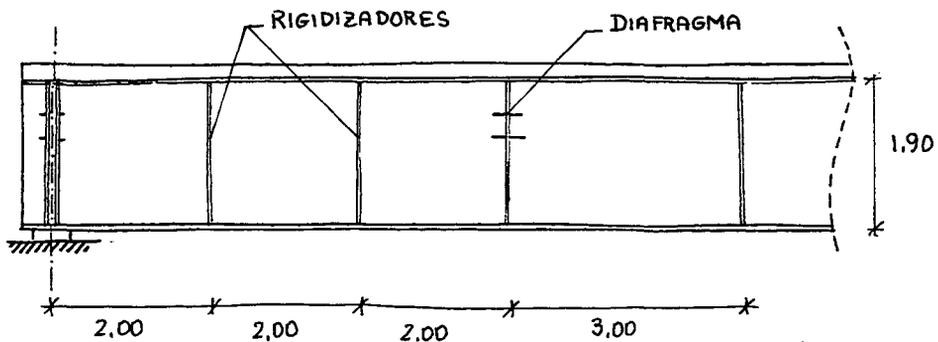
$$\Delta\tau_{SF} = \frac{127 \cdot 10^3 \text{ N}}{280 \frac{\text{mm}^2}{\text{perno}} \cdot 8 \text{ pernos}} = 56 \text{ N/mm}^2$$

Considerando el mismo factor de seguridad:

$$\Delta\tau_{SF} \leq \frac{\Delta\tau_{RF}}{1.35}; \quad 56 < \frac{92}{1.35}$$

RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

Comprobación del rigidizador situado a 2m del apoyo



a) Condiciones mínimas

Para rigidizador plano:

$$\frac{h_s}{t_s} = \frac{175}{15} \leq 10$$

$$\frac{L_s}{h_s} = \frac{190}{15} \leq 15$$

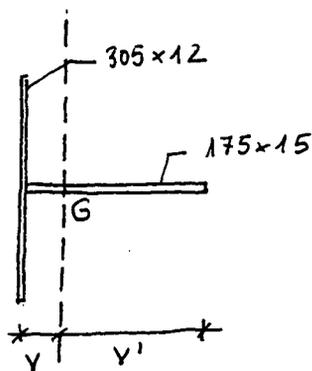
b) Rigidizadores de alma sin rigidizadores longitudinales

Condición de rigidez

$$I_T \geq K_T \gamma_T^* \frac{d \cdot t_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

Para la comprobación de la condición de rigidez, se tomará a cada lado del rigidizador una anchura de alma de valor:

$$15 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \cdot 12 \sqrt{\frac{235}{355}} = 146,5 \text{ mm}$$



Resumen de características mecánicas:

$$A = 6285 \text{ mm}^2$$

$$I = 20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$v = 45 \text{ mm}$$

$$v' = 142 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{I}{A \cdot v \cdot v'} = 0,50$$

$$i = 56 \text{ mm} \approx 0,3h$$

$$\chi_T^* = \frac{21}{\left(\frac{L_T}{d}\right)} - 15 \left(\frac{L_T}{d}\right) \leq 6 \rightarrow \chi_T^* = 6$$

L_T : Distancia entre rigidizadores (200cm)

d : 183,5 cm

$$\frac{d}{t_w} = \frac{1835}{12} = 153 \rightarrow K_T = 3$$

$$I_T = 20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K_T \cdot \chi_T^* \cdot \frac{d t_w^3}{12(1-\nu^2)} = 5,22 \cdot 10^6 \left. \vphantom{\frac{d t_w^3}{12(1-\nu^2)}} \right\} I_T = 20 \cdot 10^6 > 5,22 \cdot 10^6$$

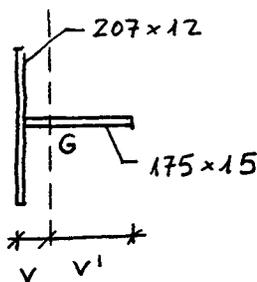
Por otro lado se cumplirá también la condición (que en este caso no es determinante):

$$I_T \geq 1,5 \left(\frac{d}{50}\right)^4 = 1,5 \left(\frac{1835}{50}\right)^4 = 2,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Condición de resistencia

El rigidizador se dimensionará como un soporte de altura 0,8 veces la altura del alma solicitada a flexión y compresión, con una sección que incluye el rigidizador más una anchura del alma a cada lado del rigidizador igual a:

$$10 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 10 \cdot 12 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 97,6 \text{ mm}$$



Resumen características mecánicas

$$A = 5109 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 17,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4; \quad I_y = 8,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$v = 54 \text{ mm}$$

$$v' = 133 \text{ mm}$$

$$\rho = 0,48$$

$$W_s = \frac{I}{v} = 0,33 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_L = \frac{I}{v'} = 0,13 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Esfuerzos solicitantes

Del compresión:

$$N_{sd} = N_{Td} + N_{ed}$$

$$N_{Td} = V_{sd} - \frac{\sigma t_w I t}{\gamma_a} \leq 0$$

$$N_{Td} = 553 \text{ kN}$$

$$N_{ed} = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ kN}$$

(Suponemos una rueda del carro actuando directamente sobre el rigidizador)

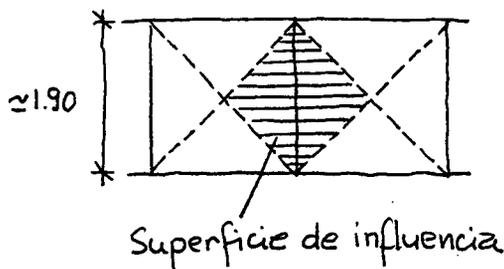
$$N_{sd} = 553 + 150 = 703 \text{ kN}$$

Esfuerzos de flexión

- Carga por unidad de longitud igual a:

$$q_1 = 1,5 \frac{I_E \cdot t_w}{100} = 1,5 \cdot \frac{70,3 \cdot 12}{100} = 12,6 \text{ N/mm}$$

- Carga de viento: para su determinación se ha empleado el método simplificado de la IAP bajo las siguientes hipótesis:



• Altura pilas menor de 10 m.

• Entorno tipo I

• Velocidad de referencia $24 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

- Por tanto $s_{c_v} = 2 \text{ kW/m}^2$

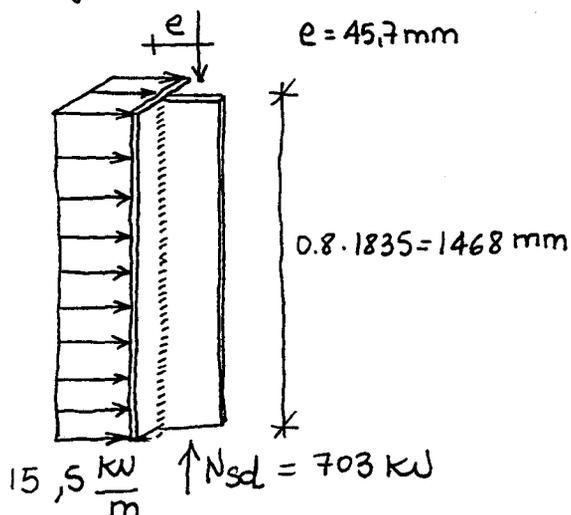
- Curvatura en planta del alma de la viga: $q_c = 0$

La carga uniforme total resulta:

$$q_T = 12,6 + 2 \cdot \frac{1,9}{2} \cdot 1,5 = 15,5 \text{ kW/m}$$

↘ Coeficiente de seguridad.

El esquema de cálculo del rigidizador responde a la siguiente figura:



$$q_T = 15,5 \text{ kW/m}$$

$$M_{Nsd} = 703 \cdot 45,7 \cdot 10^{-3} \text{ kWm}$$

(Se considera la excentricidad $e = 45,7 \text{ mm}$) porque la introducción de la carga en el rigidizador se realiza en el encuentro con el alma)

$$M_{qT} = 15,5 \cdot \frac{1.468^2}{8} = 4,2 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 703 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 32 + 4,2 = 36,2 \text{ kNm}$$

$$\text{excentricidad} = \frac{36,2}{703} = 0,05 \text{ m}$$

El axil último de pandeo de Euler:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 8,9 \cdot 10^6}{1468^2} = 2723 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \cdot \frac{1}{1 - N/N_E}$$

$$\sigma = \frac{703 \cdot 10^3}{5109} + \frac{703 \cdot 10^3 \cdot 5000}{0,33 \cdot 10^6} \cdot \frac{1}{1 - \frac{703}{2723}} =$$

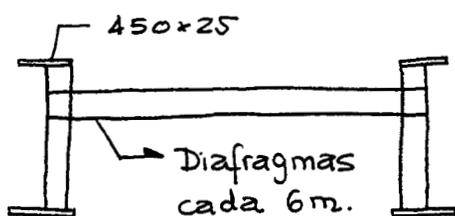
$$= 137 + 110 \cdot 1,35 = 285 < \frac{355}{1,1} = 323 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

1.5.5.- Comprobación de la estructura metálica durante el proceso de construcción

La estabilidad de la estructura metálica durante el proceso de construcción, esto es, cuando está solicitada por el peso de la estructura metálica y del hormigón fresco (además del peso de los encofrados y de la estructura auxiliar que los sustenta), recae sobre los diafragmas transversales (dispuestos cada 6m) y por un arriostramiento provisional de cruces de San Andrés que, junto a las vigas transversales de los diafragmas, constituyen una celosía horizontal que transmite los esfuerzos horizontales a los apoyos. En la comprobación de la estructura metálica dentro del proceso de construcción conlleva tres análisis diferentes:

- Pandeo lateral del cordón comprimido
- Rigidez y capacidad resistente de los diafragmas
- Dimensionamiento del arriostramiento provisional.

a) Pandeo lateral del cordón comprimido



$$\frac{L_d}{2c} = \frac{6000}{2 \cdot 450} = 6,67$$

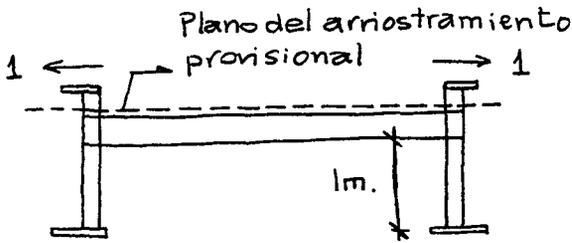
Como este valor es inferior a:

$$0,36 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,8$$

No resulta pues necesario hacer cálculos más detallados.

El esquema anterior presupone que los diafragmas tienen rigidez suficiente, lo que se cumple si:

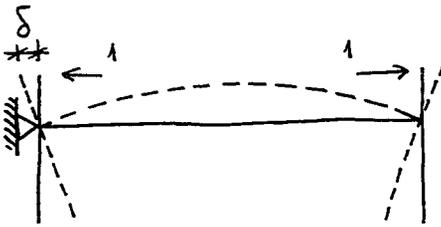
$$L_D \geq \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{1}{4} \cdot E \cdot I_c \cdot a \cdot \delta}$$



I_c : Inercia del soporte comprimido con relación al plano del alma

$$I_c \approx \frac{1}{12} 450^3 \cdot 25 = 189 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

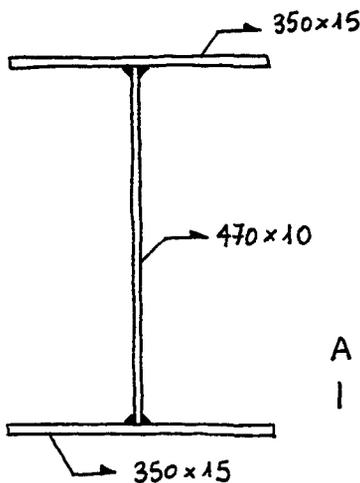
$$a = 6000 \text{ mm}$$



Esquema de cálculo

δ : Definido en la figura, es la deformación correspondiente a una fuerza transversal interna, actuando en el sentido más desfavorable.

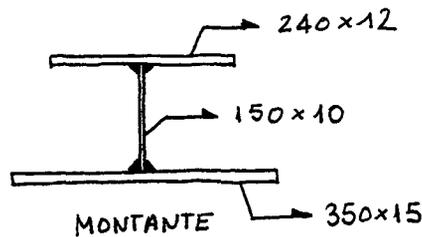
Elementos estructurales del diafragma



VIGA TRANSVERSAL

$$A = 15.200 \text{ mm}^2$$

$$I = 704 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$



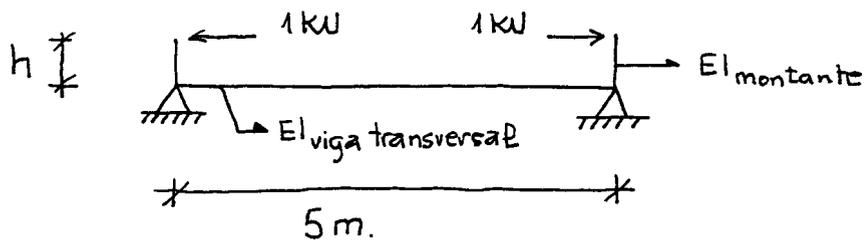
$$A = 9.630 \text{ mm}^2$$

$$I = 53 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

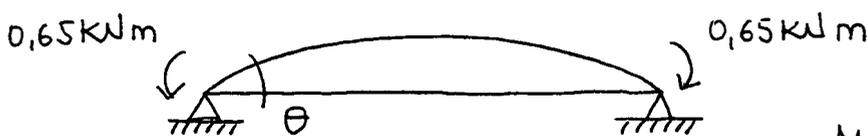
$$E_{\text{VIGA TRANSVERSAL}} = 1,47 \cdot 10^{14} \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{MONTANTE}} = 1,11 \cdot 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

Esquema de cálculo

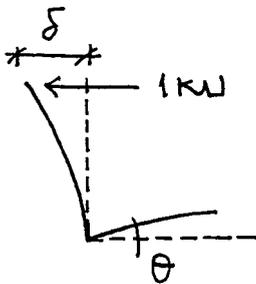


$$h = 1,90 - 1,00 - \frac{0,50}{2} = 0,65 \text{ m}$$



$$\theta = \frac{M L}{\text{El viga transversal}}$$

$$\theta = \frac{0,65 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot 5000 \text{ mm}}{2 \cdot 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 704 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$



$$\delta = \theta \cdot h + \frac{P h^3}{3 \text{ El montante}}$$

$$\delta = 1,1 \cdot 10^{-5} \cdot 650 + \frac{1000 \cdot 650^3}{3 \cdot 210000 \cdot 53 \cdot 10^6} = 0,0154 \frac{\text{mm}}{\text{KN}}$$

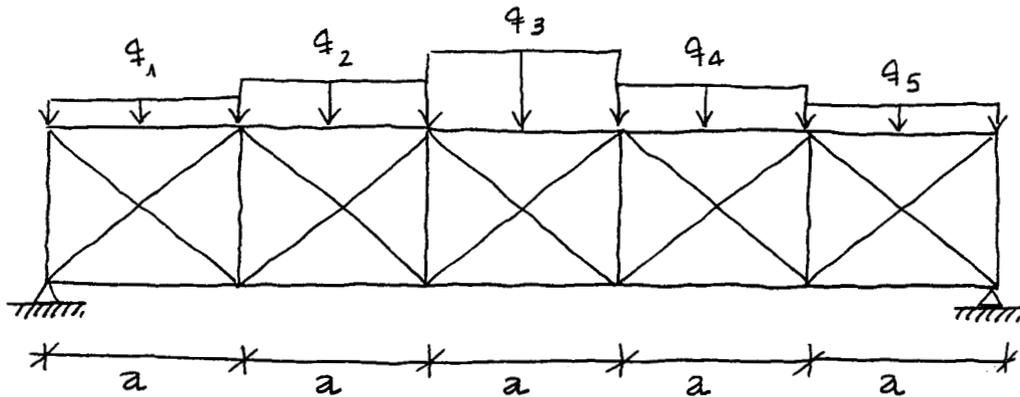
$$L_D \geq \pi \sqrt[4]{\frac{1}{4} \cdot E \cdot I_c \cdot a \cdot d}$$

$$L_D \geq 3,14 \cdot \sqrt[4]{\frac{1}{4} \cdot 210000 \cdot 189 \cdot 10^6 \cdot 6000 \cdot 0,0154} = 3074 \text{ mm}$$

$L_D = 6000 \text{ mm} > 3074$ (Podemos considerar el rigidizador lo suficientemente rígido)

b) Capacidad resistente de los diafragmas

(de acuerdo con lo indicado en los comentarios)



Esquema en planta

$$M = (1 + 6,25 + 1) \cdot 5 \cdot \frac{30^2}{8} \cdot 1,35 = 6265 \text{ kWm}$$

(en centro de vano)

(Se ha considerado 1 kW/m^2 durante la construcción)

Los valores aproximados de la compresión en el ala superior serán:

$$N_3 = \frac{6265}{1,9} = 3300 \text{ kW (tramo central)}$$

$$N_2 = 3300 \cdot 0,84 = 2772 \text{ kW (tramo intermedio)}$$

$$N_1 = 3300 \cdot 0,36 = 1188 \text{ kW (tramo lateral)}$$

Tomaremos:

$$e = e_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{a}{500} \cdot K_c \cdot K_s \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot \frac{1}{12} \cdot 25.450^3}{6000^2} \cdot 10^{-3} = 10929 \text{ kW}$$

$$K_c = \sqrt{0,5 + \frac{1}{2}} = 1$$

$$K_s = \sqrt{0,2 + \frac{1}{5}} = 0,63$$

$$(3) \quad 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{3300}{10929} = 0,70$$

$$(2) \quad 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{2772}{10929} = 0,75$$

$$(1) \quad 1 - \frac{N}{N_{cr}} = 1 - \frac{1188}{10929} = 0,89$$

Si pues, sumando las cargas equivalentes de los dos cordones comprimidos, resulta:

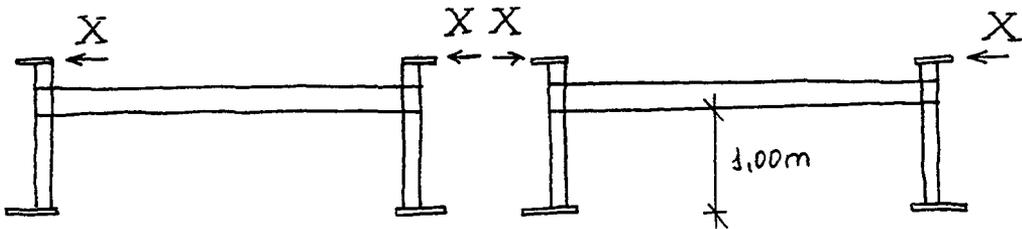
$$e_3 = \frac{6000}{500} \cdot 1 \cdot 0,63 \cdot \frac{1}{0,70} = 10,8 \text{ mm}$$

$$q_3 = 2 \cdot \frac{8 \cdot N_d \cdot e_0}{a^2} = 2 \cdot \frac{8 \cdot 3300 \cdot 10,8 \cdot 10^{-3}}{6^2} = 15,8 \text{ kW/m}$$

$$q_2 = 15,8 \cdot \frac{2772}{3300} \cdot \frac{0,70}{0,75} = 12,4 \text{ kW/m}$$

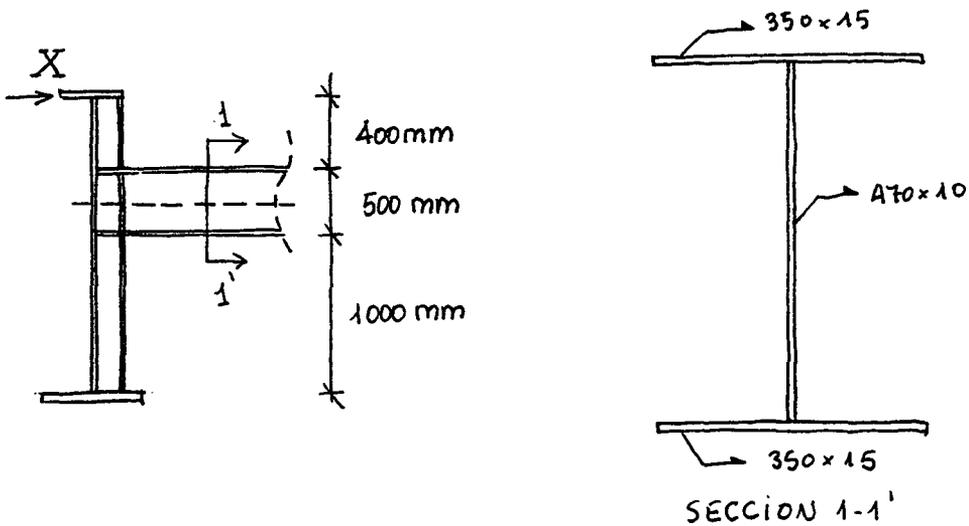
$$q_1 = 15,8 \cdot \frac{1188}{3300} \cdot \frac{0,70}{0,89} = 4,5 \text{ kW/m}$$

Los diafragmas más solicitados por flexión serán los dos centrales, con dos posibles esquemas de cargas.



El valor de X es :

$$X = \frac{1}{2} \left(\frac{12,4 + 15,8}{2} \right) \cdot 6 = 42,3 \text{ kN}$$



$$M_x = 0,65 \cdot 42,3 = 27,5 \text{ kNm}$$

- Comprobación del montante del diafragma

$$M_x = 27,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M_x \cdot v}{I} = \frac{27,5 \cdot 10^6 \cdot 107,7}{53 \cdot 10^6} = 55,9 \text{ N/mm}^2$$

. Comprobación de la viga transversal

$$N = 42,3 \text{ kN}$$

$$M = 27,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{42,3 \cdot 10^3}{15200} + \frac{27,5 \cdot 10^6 \cdot 250}{704 \cdot 10^6} = 2,78 + 9,78 = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

Dada la reducida magnitud de las tensiones que resultan, no es preciso verificar el riesgo de pandeo lateral de la viga transversal.

c) Dimensionamiento de los arriostramientos provisionales

La tracción máxima estará en la diagonal de apoyo:

$$T_{\max} = \left(q_1 a + q_2 a + q_3 \cdot \frac{a}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{6^2 + 5^2}{5}} = 519 \text{ kN}$$

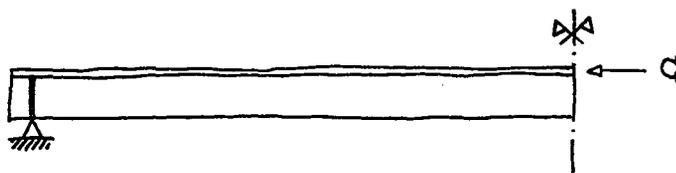
$$\text{Área neta necesaria} \approx \frac{519 \cdot 10^3}{355 / 1,1} = 16,1 \text{ cm}^2$$

Tomamos un perfil L 120 × 120 × 12 por ejemplo.

Conviene que la esbeltez geométrica de estos elementos ($\lambda = \frac{L}{i}$) no sea muy superior a 200. En este caso, $\lambda = \frac{780}{3,65} = 213$. Por otra parte, su capacidad resistente depende esencialmente, del detalle de conexión de sus extremos. Su peso equivale, aproximadamente a 5 kg/m² de tablero.

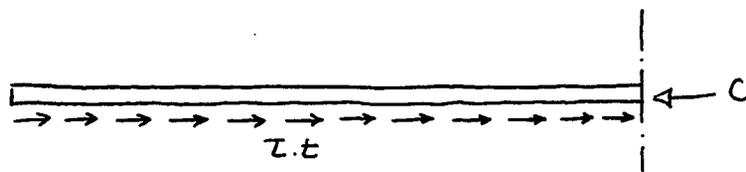
DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN HORMIGÓN - ACERO

a) Valor del rasante de cálculo



La compresión C que se lleva la losa de hormigón, en la sección central de la viga, se anula en la sección de apoyos y, por consiguiente, los pernos conectadores deben transmitir dicho valor.

El esquema de equilibrio de la losa, entre la sección central y la de apoyos será:

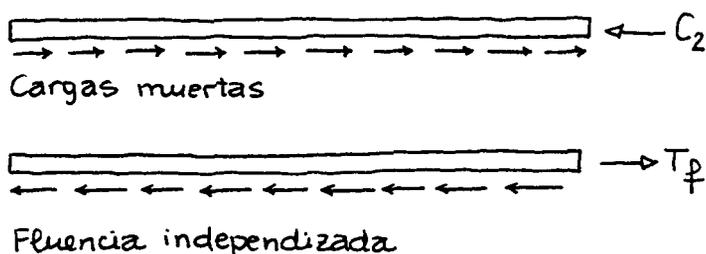


Hay que determinar tanto el valor de C para el cual hay que dimensionar la conexión (lo que determinará el número de conectadores) y su distribución a lo largo de la viga, de manera que la integral de rasantes ($T.t$) iguale a C .

Del historial de tensiones y deformaciones sintetizado en la página 1.17 podemos obtener los valores que interesan para analizar C y definir su valor de cálculo.

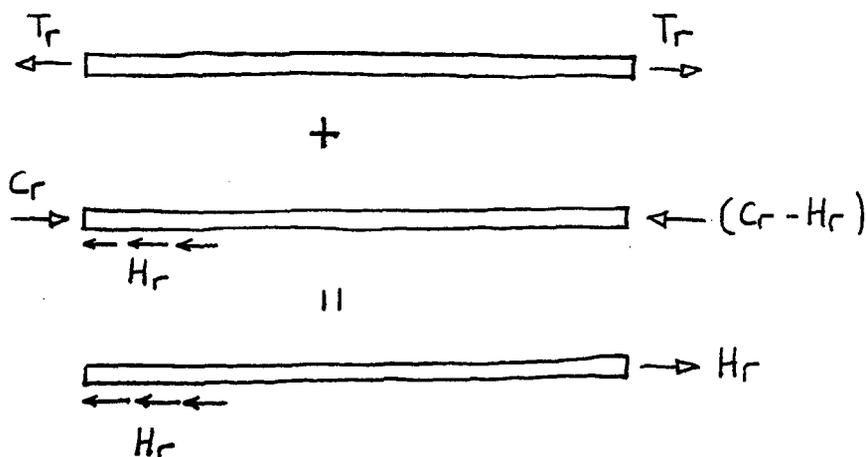
Antes conviene observar la influencia, a este respecto, de la fluencia, retracción y temperatura.

La fluencia reduce la compresión inicial del hormigón solicitado por las cargas muertas (C_2) en el valor T_f



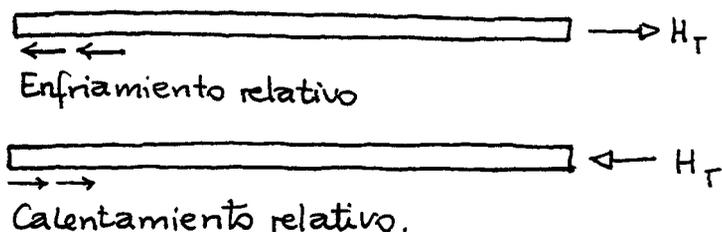
Por tanto, a tiempo infinito se sumarán los 2 efectos

La retracción, como ya se ha visto, se comporta de forma diferente.

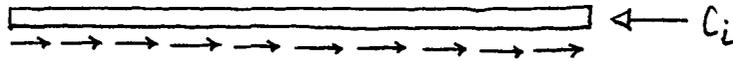


La retracción pone en tracción a la losa, en toda su longitud, con un valor H_r que se anula en las proximidades de su extremidad libre, para lo que debe haber anclaje suficiente.

El gradiente de temperatura tiene un efecto similar pero puede actuar en los dos sentidos



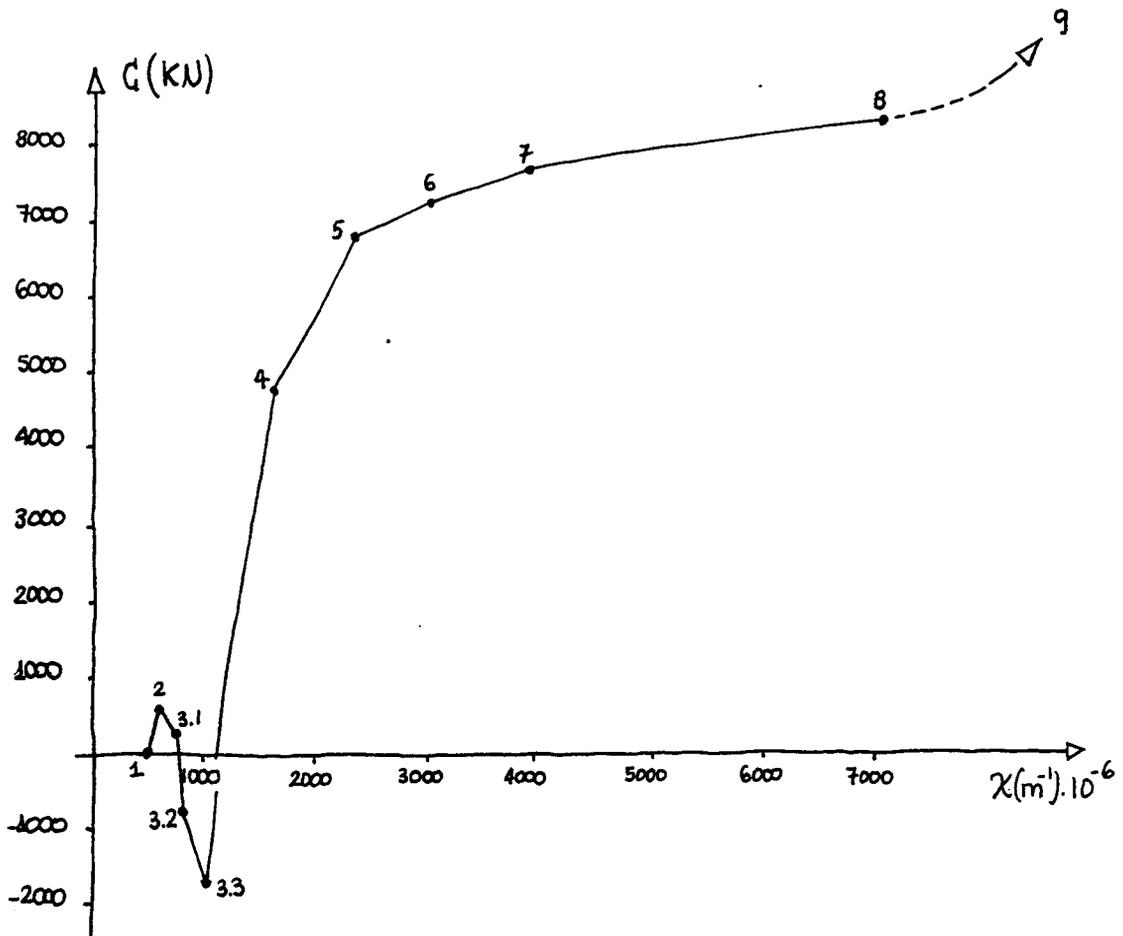
El resto de las cargas exteriores, provocan crecientes compresiones en la losa, que se distribuye a lo largo del contacto con la viga metálica.



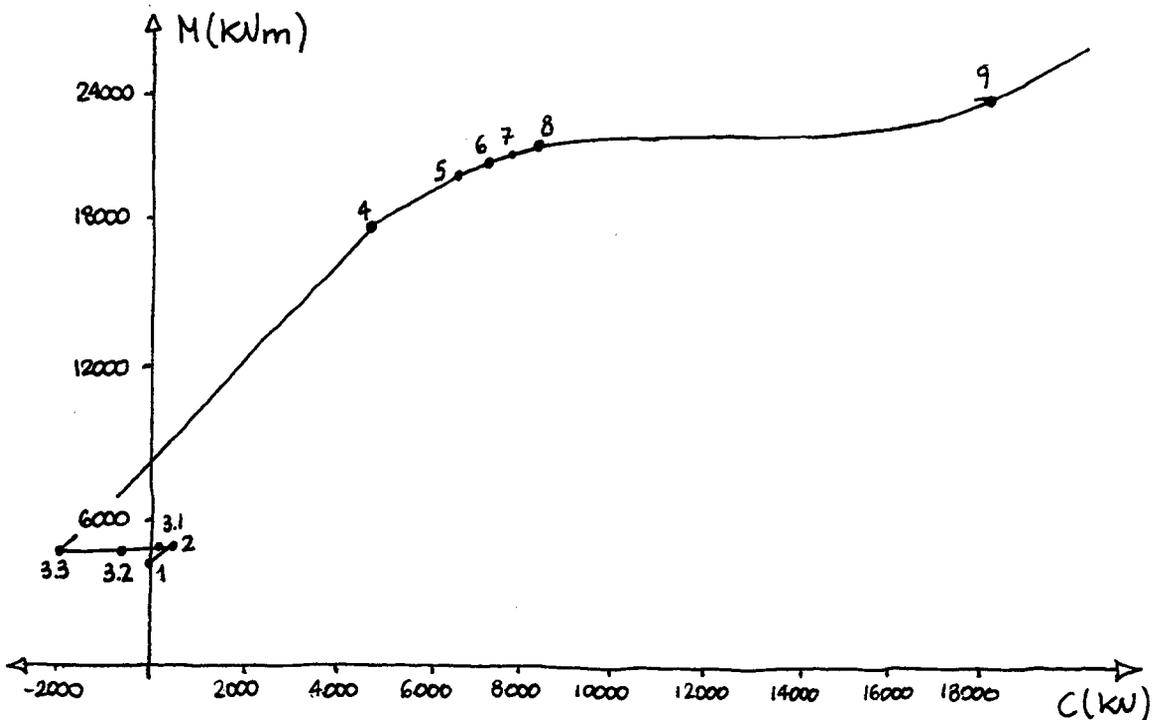
Para las diferentes fases analizadas en el proceso de carga de la viga mixta, tendremos, como resumen, los siguientes valores de C , M y χ (para la estructura sin apelar: cuadro pág 1.). Los valores de C se han determinado por integración de las tensiones correspondientes a cada plano de deformaciones.

	FASE 2	FASE 3.1	FASE 3.2	FASE 3.3	FASE 4	FASE 5	FASE 6	FASE 7	FASE 8	FASE 9
M (kNm)	4978	4978	4978	4978	17438	19684	20230	20494	20751	23983
χ (m ⁻¹) · 10 ⁻⁶	610	617	738	929	1478	2257	3051	3841	7073	∞
C (kN)	437	187	-625	-1875	4750	6875	7187	7457	8662	18498
ΔM (kNm)	0	0	0	12460	2246	546	264	257	3232	
$\Delta \chi$ (m ⁻¹) · 10 ⁻⁶	39	7	121	549	779	794	790	3232	∞	
ΔC (kN)	-250	-812	-1250	6625	2125	312	270	1205	9836	

El gráfico que relaciona la resultante G de compresiones con la curvatura χ de la sección central será:



y el del momento aplicado con la compresion G :



Aceptando como momento resistente último el que corresponde a la deformación unitaria de la fibra inferior del acero $\epsilon_{ai} = 4\epsilon_y$, el valor de C correspondiente sería $C = 8662 \text{ kN}$. Pero habrá que eliminar la influencia de la retracción y temperatura, que no generan rasantes. Además, habrá que suponer que el gradiente de temperatura, a estos efectos, es positivo (calienta diferencialmente la losa y la comprime), con lo que como valor de C de cálculo se puede tomar:

$$C_{sd} = 8662 + 812 + 1250 = 10,724 \text{ kN}$$

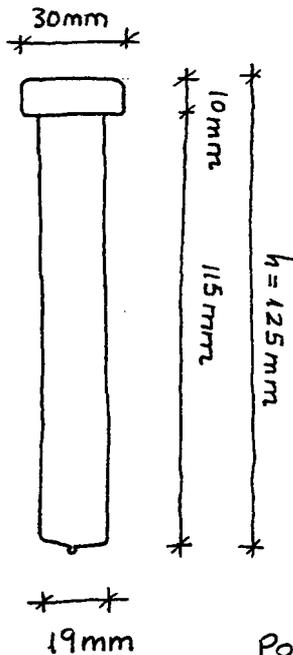
Una parte del rasante, H_{sd} , que se incorpora en la fase elástica de la viga, se distribuirá linealmente siguiendo la ley de cortantes, pues $H = Q/z$ y z es constante en la fase elástica (si no se tiene en cuenta las variaciones de sección)

El rasante complementario, que se incorpora desde que la sección central comienza su proceso de plastificación, tendrá una distribución no lineal.

Prácticamente, la ley de rasantes se puede determinar dividiendo, la mitad de la viga, en cuatro tramos y calculando los esfuerzos de compresión últimos en cada uno de ellos. La diferencia de esfuerzos entre dos secciones puede ser absorbida por pernos conectadores uniformemente distribuidos en cada uno de los cuatro tramos.

Después hay que confirmar que los rasantes generados en los extremos de la viga por la retracción y el gradiente negativo de temperatura (que será de signo contrario a los que han servido para el dimensionamiento). Es conservador no restar los rasantes en sentido opuesto provocados por las cargas permanentes.

b) Resistencia última de un perno $\Phi 19\text{ mm}$ (P_{Rd})



$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2})$$

- $P_{Rd,1}$: resistencia última del perno por capacidad del hormigón

$$P_{Rd,1} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \cdot \frac{1}{\gamma_v}$$

$$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] > 1 \rightarrow \alpha = 1$$

Por tanto

$$P_{Rd,1} = 0,29 \cdot 19^2 \sqrt{30 \cdot 33600} \cdot \frac{1}{1,25} = 84 \text{ kN}$$

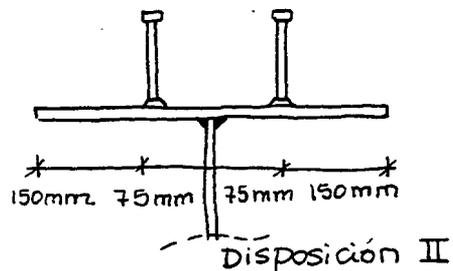
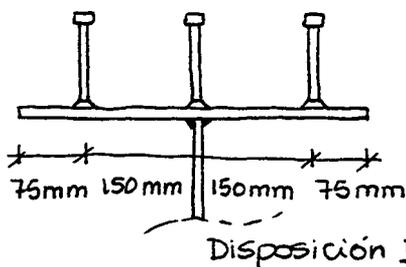
- $P_{Rd,2}$: resistencia última del perno por cizalladura.

$$P_{Rd,2} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi^2 d}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{3,14 \cdot 19^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} = 81,6 \text{ kN}$$

c) Nº mínimo de pernos

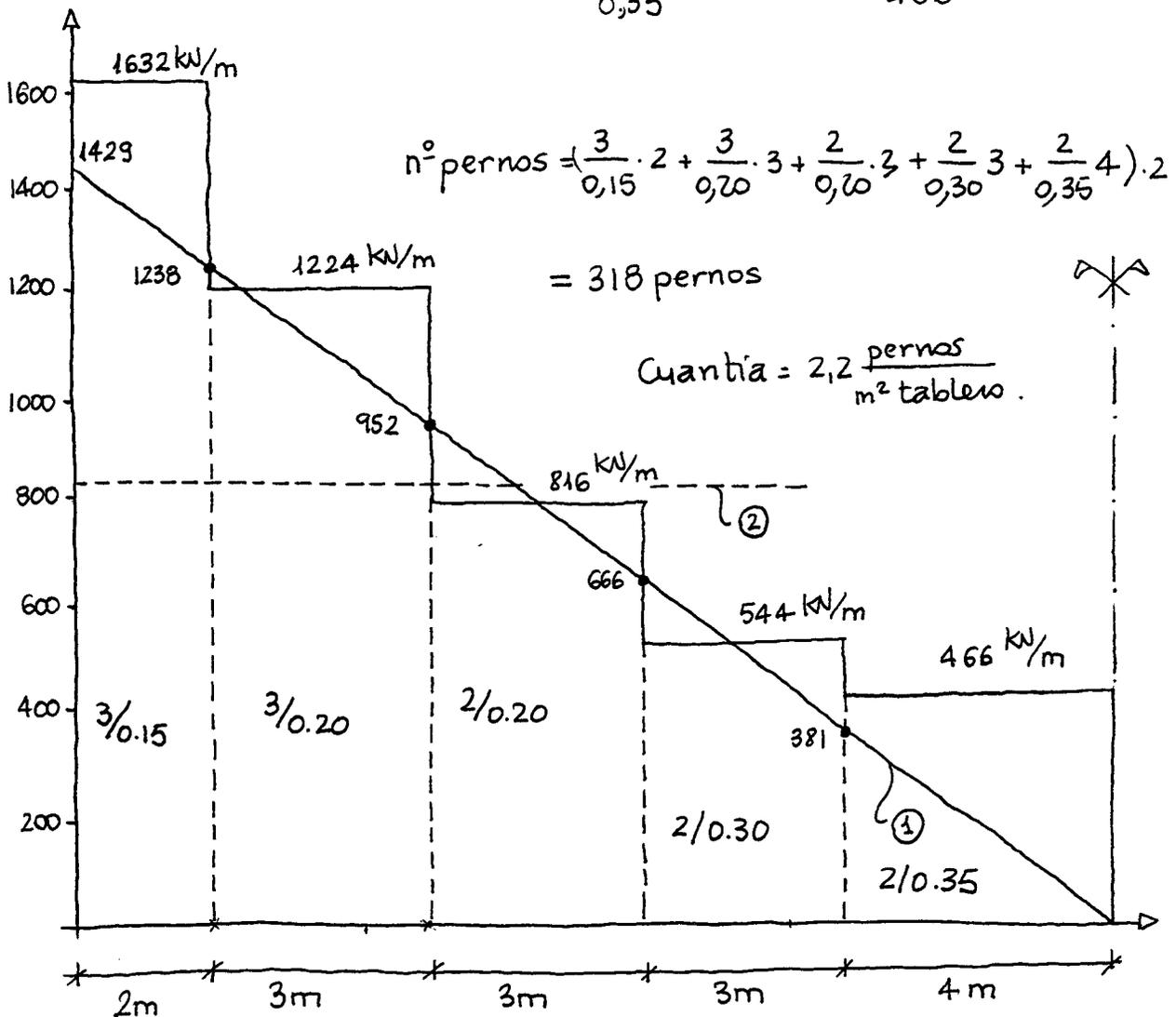
$$\text{Número mínimo } n = \frac{10724 \text{ kN}}{81,6 \text{ kN/perno}} = 132 \text{ pernos } \Phi 19$$

d) Distribución constructiva de los pernos



e) Capacidad resistente de la conexión

<u>Disposición (I)</u>		<u>Disposición (II)</u>	
<u>Separación (m)</u>	<u>H (kN/m)</u>	<u>Separación (m)</u>	<u>H (kN/m)</u>
0.30	816	0,30	544
0.25	979	0,25	652
0.20	1224	0,20	816
0.15	1632	0,15	1088
		0,35	466



La línea ① indica la distribución de rasantes que corresponde a una variación lineal de $H_{sd} = 10724$

$$H_{\max} = \frac{10724}{15} \cdot 2 = 1429 \text{ kW/m}$$

La línea horizontal ② supondrá una distribución uniforme de rasantes

$$H_{\max} = \frac{10724}{15} = 715 \text{ kW/m}$$

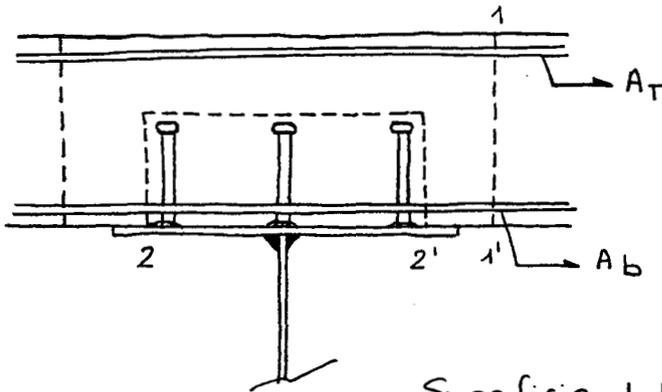
La línea de comportamiento real será intermedia entre las dos anteriores y la distribución proyectada se ajusta razonablemente a tal situación.

Conviene señalar, por otra parte, que valorado a 400 ptas/ud el precio de un perno, la referencia económica de la conexión es de 1000 ptas/m². Tratándose de elementos esenciales en el comportamiento de la estructura mixta no hay que empeñarse en justificar su número.

Conviene, asimismo, notar (porque pueden ser referencia en otras aplicaciones prácticas) que el valor de cálculo escogido ($C_{sd} = 10724 \text{ kW}$) es próximo a la capacidad en tracción de la totalidad del ala inferior y del 65% del alme.

$$T_a = \frac{355}{1.1} (600 \times 40 + 0.65 \cdot 1835 \cdot 12) = 12364 \text{ kW}$$

Por último, hay que observar que el valor de cálculo $C_{sd} = 10.724 \text{ kW}$ equivale al 58% del correspondiente al cálculo plástico ($C_p = 18498 \text{ kW}$) y la capacidad de los conectores realmente dispuesto ($186 \cdot 81.6 = 15.177$) el porcentaje alcanza el 71%.

g) Armadura transversal de rasanteDisposición (I)

$$\text{Superficie } 1-1' = 2 \times 25 \times 100 = 5000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Superficie } 2-2' = (15 + 30 + 15) \times 100 = 6000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Contribución del hormigón al rasante :

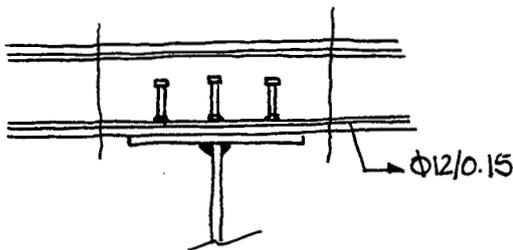
$$H_{rd,c} = 2,5 \eta \tau_{rd} \cdot A_{cw} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 5 \cdot 10^5 = 412 \text{ kN}$$

- Armadura necesaria :

$$H_{rd,s} = \Delta_{ts} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \Delta_{ts} \cdot \frac{500}{1,15} = H_{sd} - 412$$

- Con pernos cada 150 mm :

$$\Delta_{ts} = \frac{1633 - 412}{434} \cdot 10 = 28,1 \text{ cm}^2/\text{m l}$$

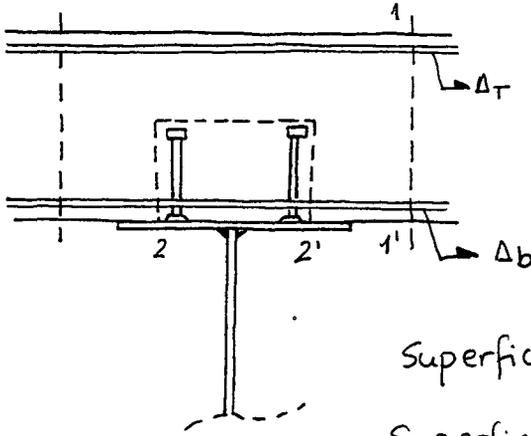


Como son cuatro las barras que cortan la superficie de rotura y suponiendo que su separación coincide con la de los pernos ($e = 150 \text{ mm}$) tendremos

$$\frac{28,1 \cdot 0,15}{4} = 1,06 \text{ cm}^2/0,15, \text{ es decir}$$

1 $\phi 12/0,15$ por ejemplo

Disposición (II)



$$\text{Superficie } 1 \cdot 1' = 5000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Superficie } 2 \cdot 2' = 4000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Contribución del hormigón al rasante

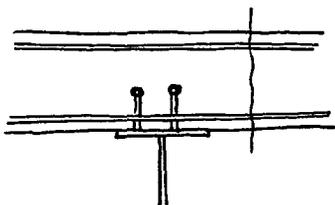
$$H_{Rd,C} = 2,5 \cdot \eta \cdot Z_{Rd} \cdot \Delta_{cv} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 4 \cdot 10^5 = 330 \text{ kN}$$

- Armadura necesaria

$$H_{Rd,S} = \Delta_{Ts} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \Delta_{Ts} \cdot \frac{500}{1,15} = H_{sd} - 330$$

- Con pernos cada 200 mm

$$\Delta_{ts} = \frac{816 - 330}{434} \cdot 10 = 11,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{mL}}$$



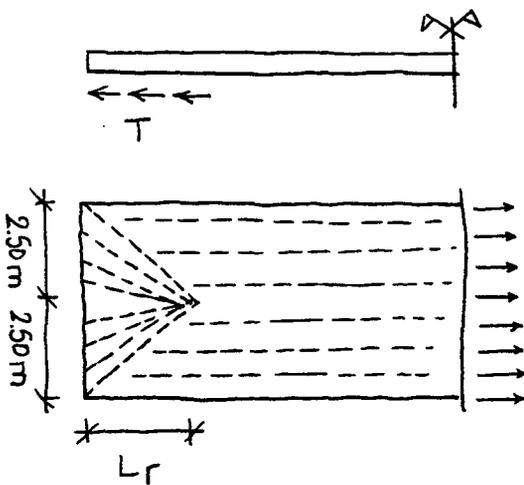
Si ser cuatro las barras que cortan la superficie de rotura y suponiendo que su separación coincide con la de los pernos ($e = 200 \text{ mm}$), tendremos:

$$\frac{11,2 \cdot 0,20}{4} = 0,56 \frac{\text{cm}^2}{0,15} \rightarrow 1 \phi 12 / 0,20$$

El valor mínimo del rasante valdrá :

$$H_{sd,m} = 0,20 \cdot 2 \cdot 250 \times \frac{30}{1,5} = 2000 \text{ kW/m}$$

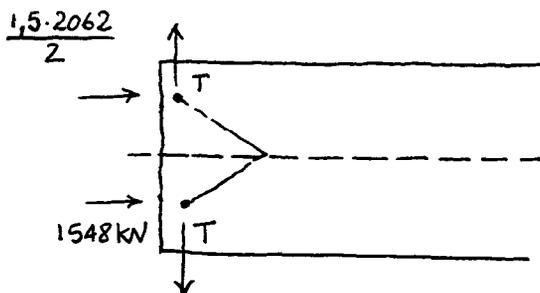
h) Comprobación del anclaje de los esfuerzos de retracción y de gradiente de temperatura



$$T \approx 812 + 1250 = 2062 \text{ kW}$$

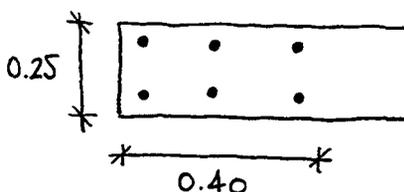
Si consideramos que el anclaje se produce según el esquema, en una longitud de 5,00m, tendremos necesidad de un rasante.

La armadura transversal que será necesaria en el borde de la losa para la difusión de los esfuerzos de retracción y temperatura será:



$$T = \frac{1}{2} 1548 = 774 \text{ kW}$$

$$\Delta_s = \frac{774}{500/1,15} \cdot 10 = 17,8 \text{ cm}^2$$



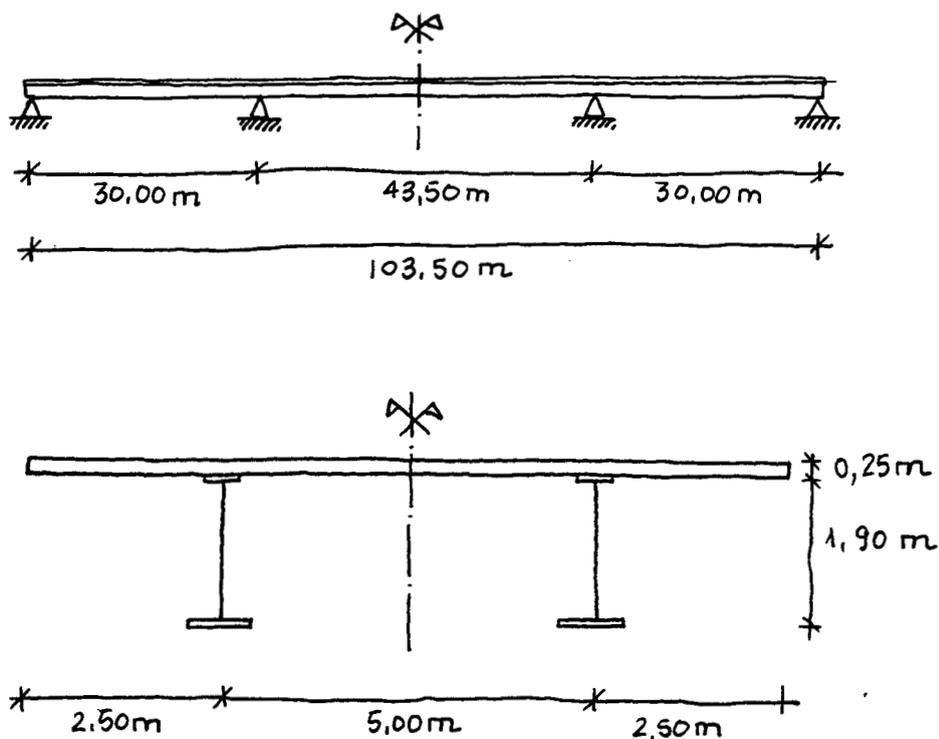
Se puede prever a estos efectos $6\phi 20$ (3+3) en los 40cm del borde de la losa paralelamente a esta.

2. PUENTE CONTINUO BIJÁCENO

2.- TABLERO HIPERESTÁTICO BIJÁCENO

2.1.- PREDIMENSIONAMIENTO

Geometría:



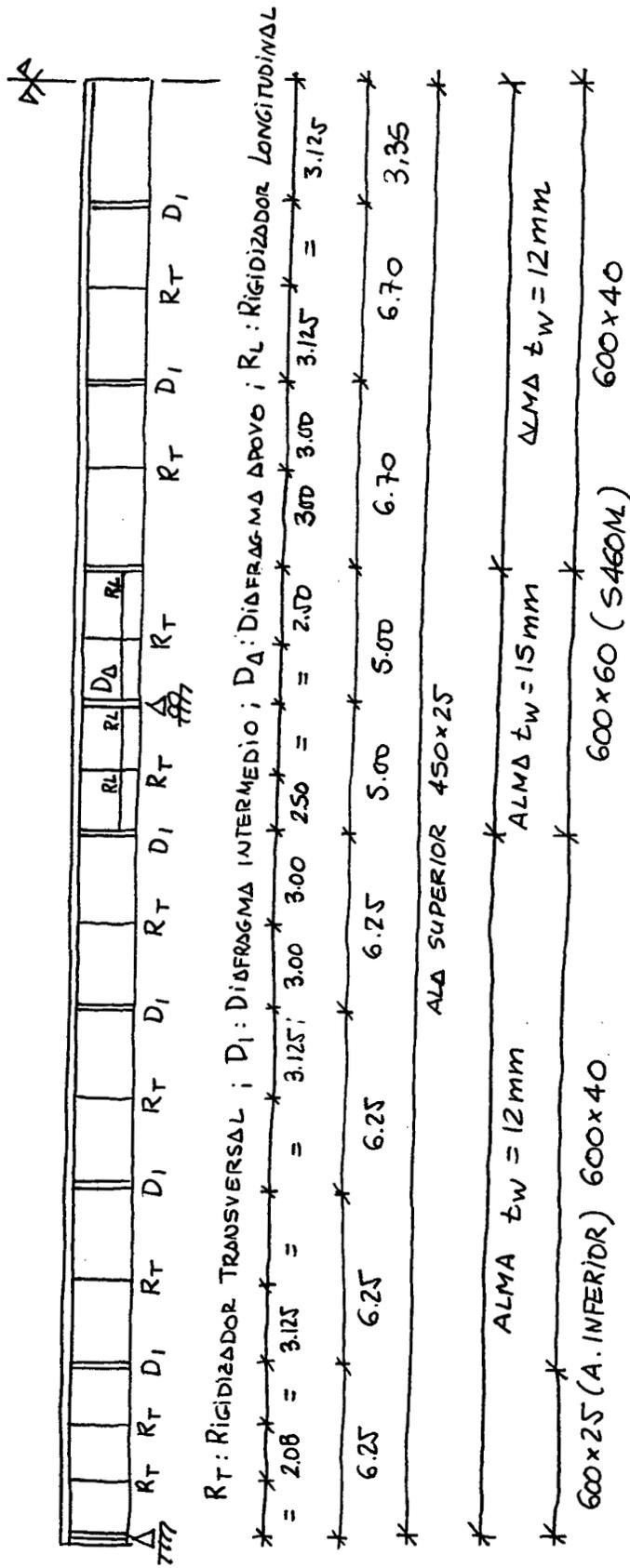
La sección tipo es la misma empleada para la resolución del ejemplo isostático.

2.1.1.- Cargas gravitatorias

Peso propio de la estructura metálica :	1,00 kW/m ²
Peso propio hormigón	6,25 kW/m ²
C.Mueitas (pavimento, barrera, barandillas)	1,60 kW/m ²
Sobrecarga uniforme	4,00 kW/m ²
Carro (se supone actuando sobre una viga)	600 kW

PUENTE CONTINUO

ACERO S355 J2G3 ; ALAS COMPRIMIDAS DE APOYOS S460M



Ala superior: $[103,5 \cdot (0,45 \times 0,025)] \cdot 7850 = 9140 \text{ Kg}$

Alma: $[12,5 \cdot (1,85 \cdot 0,012) + 70,5 \cdot (1,335 \cdot 0,012) + 20 \cdot (1,815 \cdot 0,015)] \cdot 7850 = 18640 \text{ Kg}$

Ala inferior: $[12,5 \cdot (0,60 \cdot 0,025) + 71 \cdot (0,6 \cdot 0,04) + 20 \cdot (0,6 \cdot 0,06)] \cdot 7850 = 20000 \text{ Kg}$

Rigidizadores y diafragmas = 4000 Kg

CANTIDAD $\approx 100 \text{ Kg/m}^2$

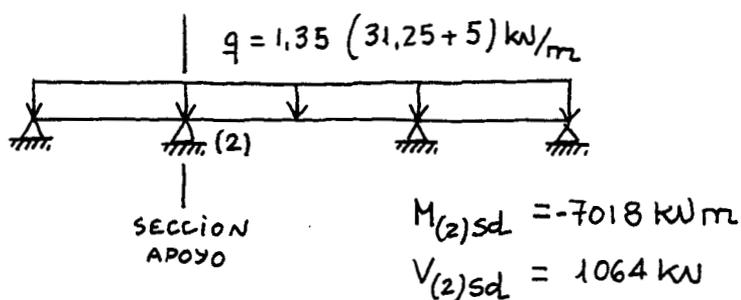
2.1.2: Esfuerzos de predimensionamiento

A estos efectos se considerarán rigideces constantes a lo largo de todo el puente. No se tendrán en cuenta los efectos de retracción, fluencia y temperatura.

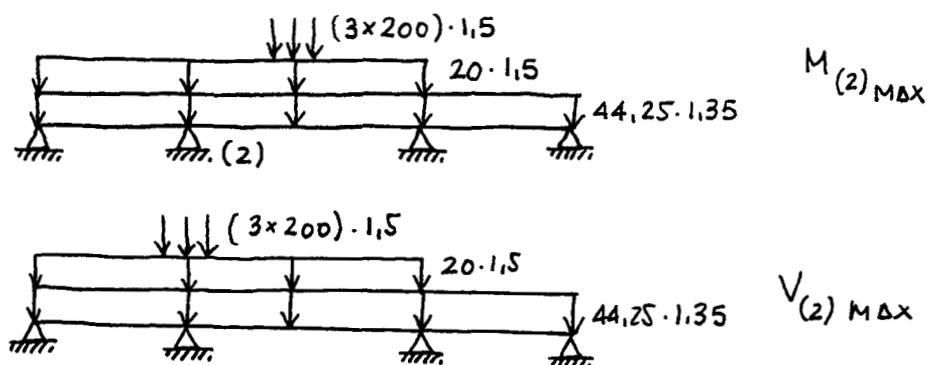
- Sección de apoyo

Sección metálica

Pesos propios de estructura metálica y tablero



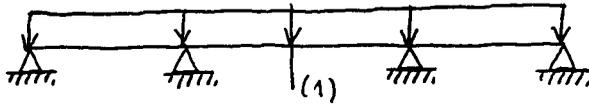
Sección mixta



	$M_{(2)sd} \text{ (kNm)}$	$V_{(2)conc} \text{ (kN)}$	$M_{(2)conc} \text{ (kNm)}$	$V_{(2)sd} \text{ (kN)}$
S. APOYO (2)	-16654	2446	-15321	2882

- Sección centro de vano

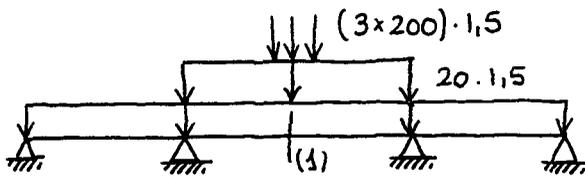
Sección metálica (igual hipótesis que la sección de apoyo)



$$M_{(1)sd} = 4557 \text{ kNm}$$

$$V_{(1)sd} = 0 \text{ kN}$$

Sección mixta

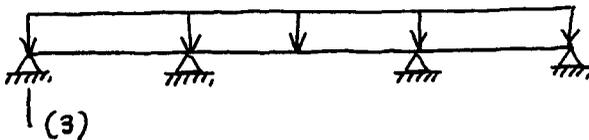


$$M_{(1)sd} = 15416 \text{ kNm}$$

$$V_{(1)sd} = 200 \text{ kN}$$

- Sección estubo

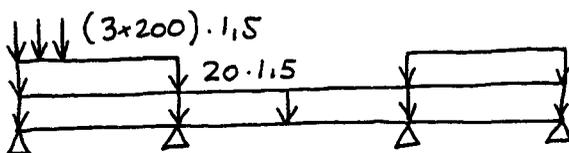
Sección metálica (igual hipótesis que la sección de apoyo)



$$M_{(3)sd} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{(3)sd} = 500 \text{ kN}$$

Sección mixta

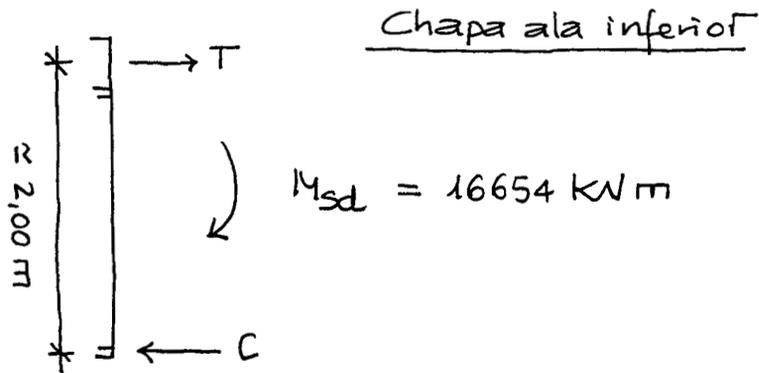


$$M_{(3)sd} = 0 \text{ kNm}$$

$$V_{(3)sd} = 1925 \text{ kN}$$

2.1.3 - Predimensionamiento

Sección de apoyo



Se considera acero S-460M para la chapa inferior

$$40 \text{ mm} \leq t_f \leq 80 \text{ mm} \rightarrow f_y = 410 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{necesaria} = \frac{16654 \cdot 10^3}{2 \cdot \left(\frac{410 - 100}{1.1} \right)} = 29547 \text{ mm}^2$$

La reducción en la capacidad del acero en 100 N/mm^2 se justifica como reserva ante los efectos de fluencia, retracción y gradiente térmico.

Las Recomendaciones permiten la utilización de aceros de tipo termomecánicos en el conjunto o en parte de una estructura. En el ejemplo se ha considerado que el ala inferior en la zona de apoyos es del tipo S460M. De haber utilizado un acero S355 hubiera sido necesario un espesor de chapa de 80 mm, lo que conlleva a mayores diferencias de espesores entre chapas contiguas y mayores volúmenes de soldadura.

Capacidad de compresión del ala :

$$C = 600 \cdot 60 \cdot \frac{410}{1.1} = 13418 \text{ kN}$$

- Alma

El valor mínimo recomendado en la zona de apoyos de las vigas continuas, en las que cohabitan momentos altos con cortantes elevados es:

$$\frac{dw}{t_w} \leq 160$$

Con 12mm cumpliremos esta condición. A pesar de ello, como luego veremos, dispondremos en las proximidades del ala comprimida un rigidizador longitudinal.

El valor máximo de la tensión tangencial solicitante será:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{dw \cdot t_w} = \frac{2882}{1815 \cdot 12} = 132 \text{ N/mm}^2$$

La tensión resistente esperable, con el rigidizador longitudinal a 400mm aproximadamente del alma comprimida será (según cuadro pag 99, para $\frac{d}{t_w} = \frac{1835-400}{12} = 120$ y $1,5 < \frac{a}{d} < 2,0$), $\tau_u \approx 135 \text{ N/mm}^2$

- Armadura pasiva

Consideraremos una armadura pasiva del 1%, es decir:

$$A_a = \frac{1}{100} \cdot 500 \cdot 25 = 125 \text{ cm}^2$$

se dispone:

1 ϕ 20 cada 20cm en cara superior

1 ϕ 16 cada 20cm en cara inferior

Se dispondrá por tanto $(3,14 + 2,00) \cdot 5 \cdot 5 = 128,5 \text{ cm}^2$

Con acero AEH-500S, la capacidad de soporte de la armadura pasiva será :

$$T_a = 128,5 \text{ cm}^2 \cdot \frac{5}{1,15} = 5586 \text{ kN}$$

- Ala superior (acero S355)

Durante la fase de construcción :

$$A_{\text{necesaria}} = \frac{7018 \cdot 10^3 \cdot 0,85}{1,85 \cdot \frac{355}{1,1}} = 9991 \text{ mm}^2 \rightarrow 450 \times 25$$

(el coeficiente 0.85 tiene en cuenta la contribución del alma)

Su capacidad de tracción será :

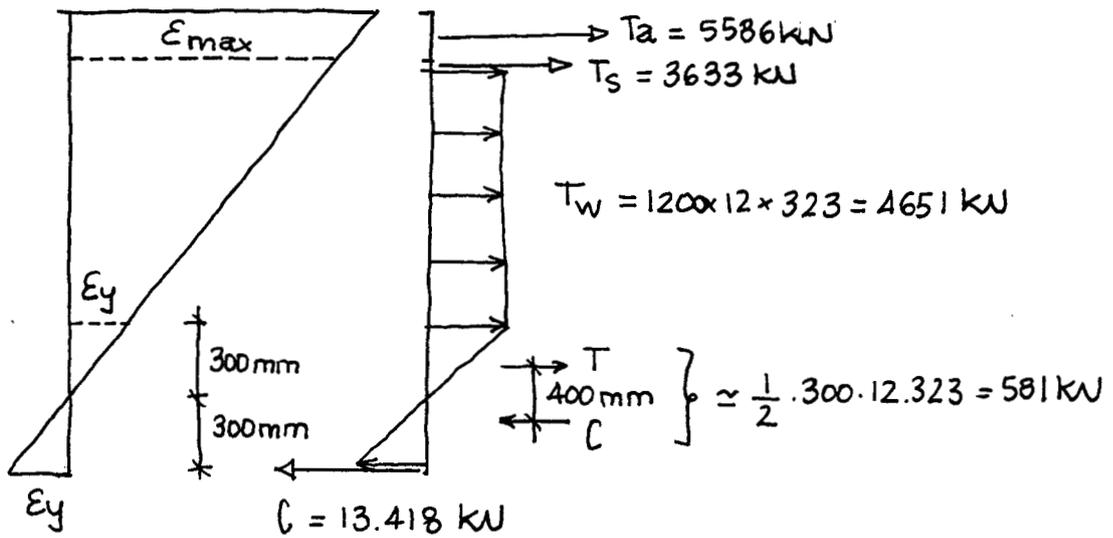
$$T_s = 11250 \cdot 323 = 3633 \text{ kN}$$

Podemos verificar que la capacidad de compresión del ala comprimida es inferior a la del ala y armaduras traccionadas :

$$C = 13.418 \text{ kN}$$

$$T_a + T_s = 5586 + 3633 = 9219 \text{ kN}$$

Puesto que $C - (T_a + T_s) = 4199 \text{ kN}$, la posición de la fibra neutra (Exo) se situará entorno a los 30cm del ala comprimida.



La curvatura será del orden de :

$$\epsilon_{max} \approx \frac{1600}{300} \approx 5.3 \cdot \epsilon_y$$

$$\chi = \frac{5.3 \epsilon_y + \epsilon_y}{h} = \frac{6.3 \cdot \epsilon_y}{h} \approx 5100 \cdot 10^{-6}$$

Sección centro de vano

- Chapa a la inferior

$$A_{necesaria} = \frac{15416 \cdot 10^3 \cdot 0.8}{2 \cdot 323} = 19091 \text{ mm}^2 \rightarrow 600 \times 40$$

El coeficiente 0.8 tiene en cuenta la contribución del alma.

- Chapa a la superior

Durante el proceso de construcción

$$\Delta_{necesaria} = \frac{4557 \cdot 10^3}{2 \cdot 323} = 7054 \text{ mm}^2$$

$\rightarrow 450 \times 25$

(Por continuidad geométrica)

Sección estibos- Alma

El valor mínimo recomendado por las Recomendaciones es:

$$\frac{b}{t} = \frac{1800}{12} = 150 \leq 200$$

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{d_w t_w} = \frac{1925 \cdot 10^3}{1835 \cdot 12} = 87 \text{ N/mm}^2$$

Según los valores de la tabla de la página 187, el valor de τ_u superará los 100 N/mm^2 .

2.2.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Serán analizados tan solo algunos aspectos que complementan los realizados en el análisis y verificación del tablero isostático.

2.2.1.- Anchura eficaz elástica

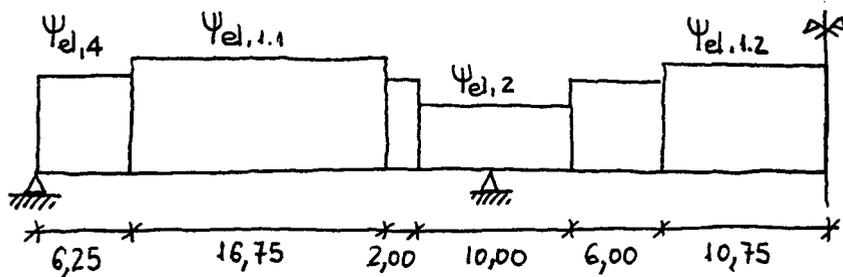
$$\psi_{el,11} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{2,5}{25,5}\right)^2} = 0,94$$

$$\psi_{el,12} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{2,5}{30,45}\right)^2} = 0,96$$

$$\psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{b}{L}\right) + 1,6 \left(\frac{b}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + 6 \left(\frac{2,5}{17,4}\right) + 1,6 \left(\frac{2,5}{17,4}\right)^2} = 0,54$$

$$\psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \frac{L}{b}\right) \cdot \psi_1 = \left(0,55 + 0,025 \frac{25,5}{2,5}\right) \cdot 0,94 = 0,76$$

Distribución de anchuras eficaces:



Para estados avanzados de carga, se puede tomar $\psi_{ult} = 1.0$.

2.2.2. Características mecánicas de las secciones

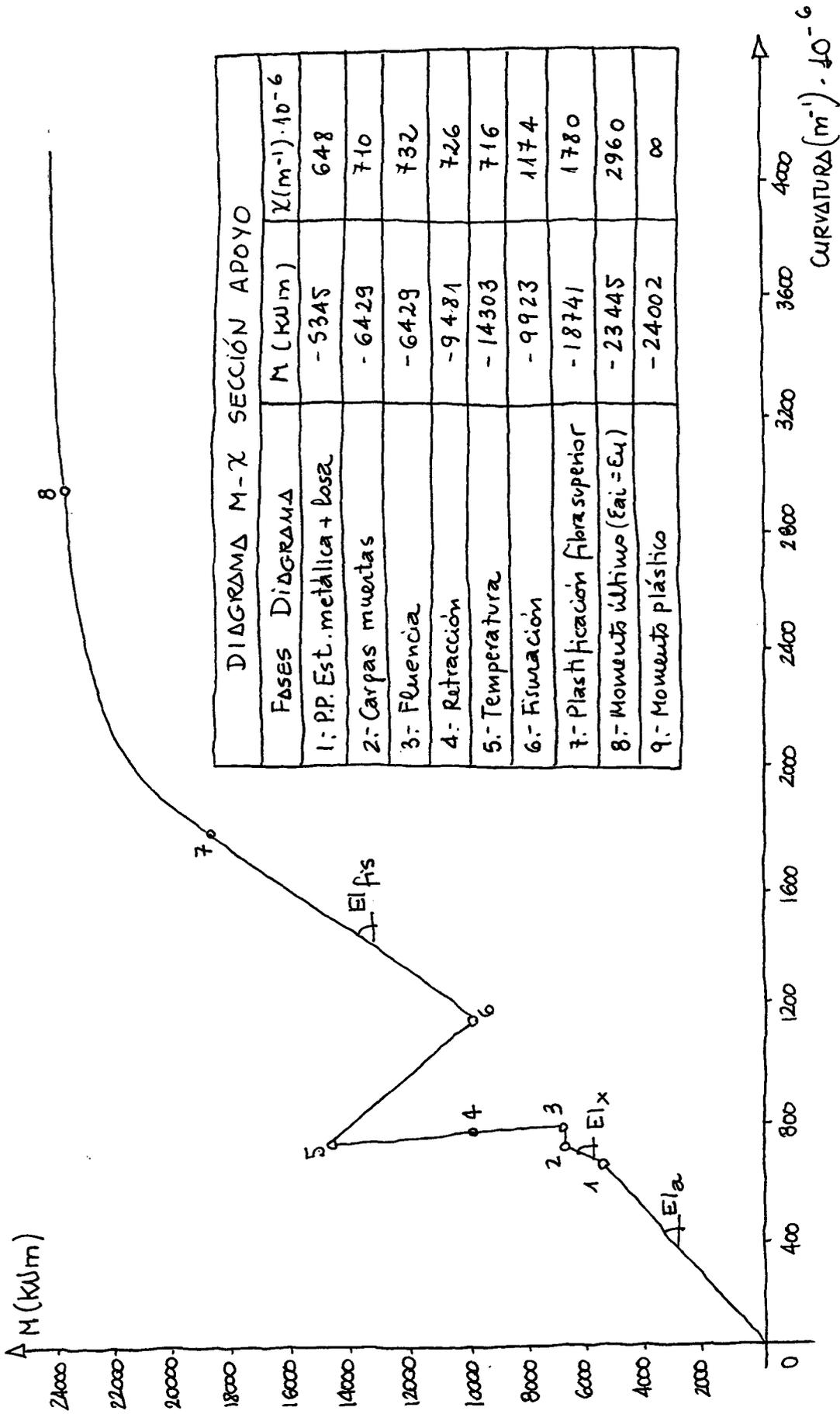
SECCIÓN APOYO	S.METÁLICA	SECCIÓN HOMOGENEIZADA			S.FISURADA
		n=6.25	n=13.75	n=18.75	
AREA (m ²)	0.069	0.155	0.096	0.083	0.054
INERCIA (m ⁴)	0.041	0.083	0.067	0.061	0.036
W _S (m ³)	0.030	0.168	0.087	0.069	0.029
W _L (m ³)	0.062	0.087	0.049	0.047	0.041
v(m)	1.280	0.530	0.780	0.880	1.280
v'(m)	0.620	1.620	1.370	1.270	0.870
$\gamma\psi_0$ (m)	0.372	-	-	-	-
ρ	0.640	0.620	0.653	0.657	0.598

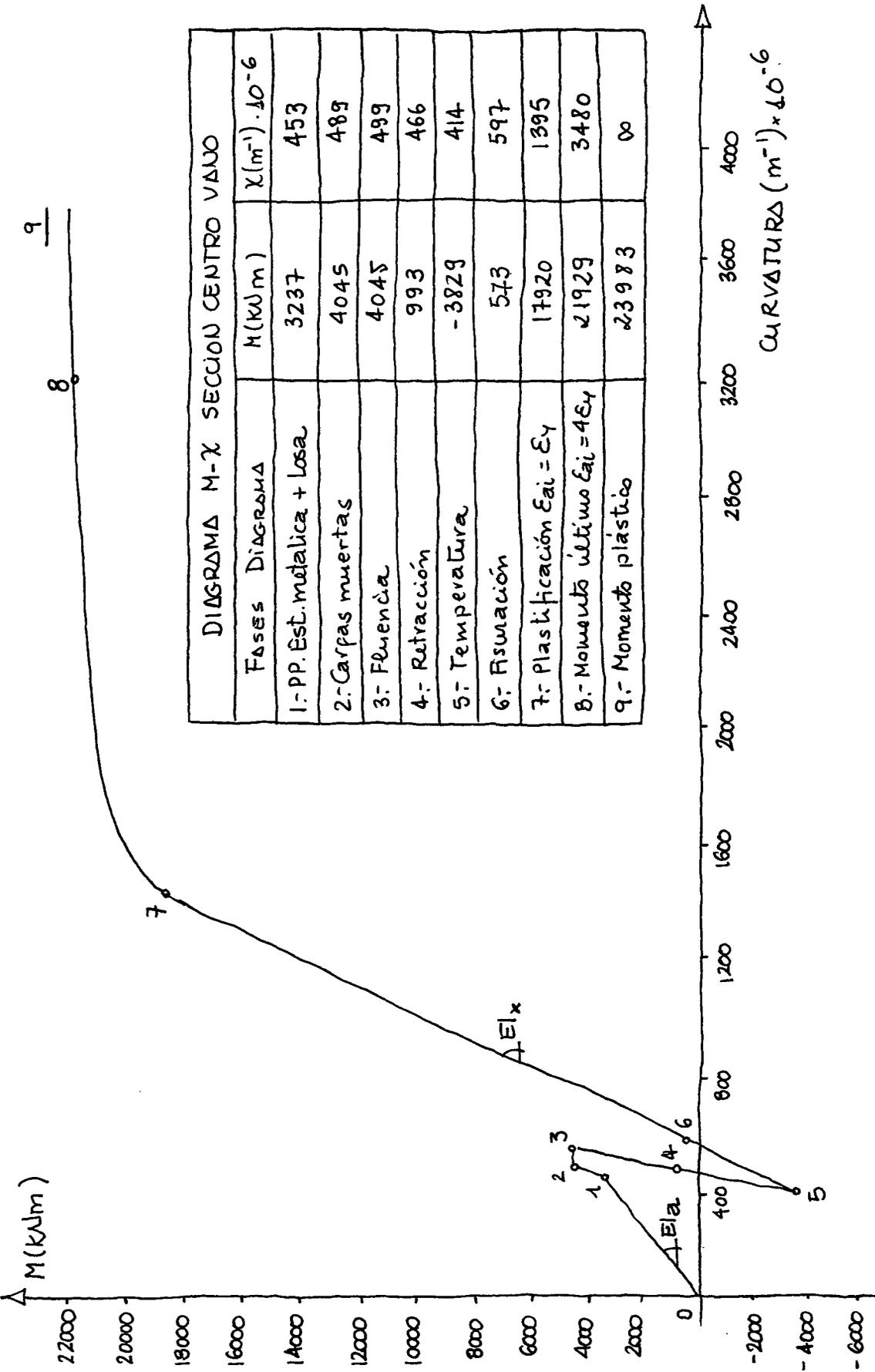
SECCIÓN CENTRO VANO	S.METÁLICA	SECCIÓN HOMOGENEIZADA		
		n=6.25	n=13.75	n=18.75
AREA (m ²)	0.057	0.249	0.144	0.121
INERCIA (m ⁴)	0.034	0.107	0.091	0.084
W _S (m ³)	0.029	0.256	0.144	0.115
W _L (m ³)	0.046	0.062	0.060	0.059
v(m)	1.160	0.420	0.630	0.730
v'(m)	0.740	1.730	1.520	1.420
$\gamma\psi_0$ (m)	0.280	-	-	-
ρ	0.690	0.600	0.650	0.660

2.2.3.- Obtención de los diagramas $M-\chi$

Para la obtención de los diagramas Momento-Curvatura de la sección de apoyo y centro de vauo, se ha empleado el mismo procedimiento que se empleó en la sección centro de vauo de la estructura isostática, es decir, mediante incrementos de carga y sucesivos planos de deformación de la sección considerada.

Adicionalmente, al dibujar el diagrama, se ha supuesto que el conjunto de los efectos de retracción, fluencia e incrementos de gradiente térmico, se concentran en la etapa en que la estructura se ha completado y que los efectos de las sobrecargas se concentran posteriormente.





2.2.4 Evaluación del comportamiento del tablero

Así como el comportamiento del tablero isostático se expresa con claridad y precisión por medio del diagrama $M-X$ de su sección central, en un tablero continuo los comportamientos de las diferentes secciones están interrelacionadas.

En lo que sigue, se presenta el análisis del tablero del tablero continuo, sintetizando en los diagramas $M-X$ de la sección central y de la sección de apoyos los datos de mayor interés.

Para mayor claridad, se ha supuesto también que los efectos de retracción, fluencia, temperatura y fisuración se producen correlativamente antes de comenzar a aplicar las sobrecargas.

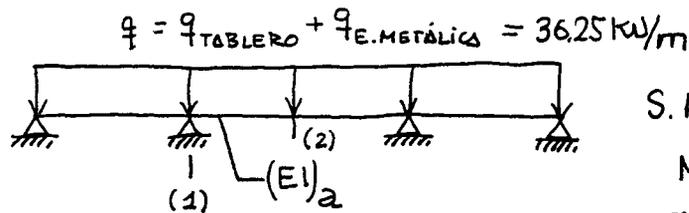
Se ha supuesto, por otra parte, un modelo de sobrecargas que provoca los esfuerzos mayores en el vano central. Se han modelizado escalones de las sobrecargas para obtener un coeficiente multiplicador que pueda servir como estimador total de las sobrecargas. El análisis pone de manifiesto la relación entre la capacidad rotacional de la sección de apoyo y el coeficiente de seguridad global.

a) Peso propio de la estructura metálica y losa hormigón

Se ha supuesto que la estructura se construye sin apelar y que, por tanto, el peso propio actúa sobre la estructura metálica, sin conectar.

Se toma a su vez como hipótesis que el hormigonado se realiza de una sola vez. En la práctica, este se realiza por fases, procurando que el hormigonado de la losa en la zona de apoyos se lleve a cabo en último lugar.

Las diferencias entre un proceso y otro puede llevar a diferencias significativas en los esfuerzos de peso propio, en particular en la zona de apoyos.



S. Apoyo

$$M = -5345 \text{ kNm}$$

$$\chi = \frac{M}{EI_1} = 648 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

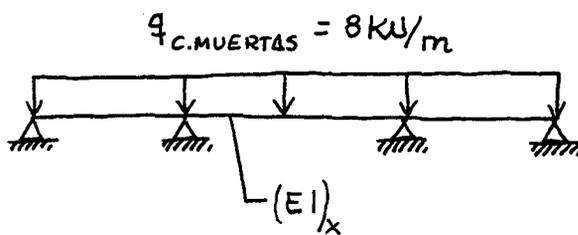
S. Centro vano

$$M = 3237 \text{ kNm}$$

$$\chi = \frac{M}{EI_2} = 453 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

b) Cargas muertas

Analizaremos los efectos instantáneos ($n=6,25$) de las cargas muertas (pavimento, barreras y barandillas) sobre la sección mixta.



S. Apoyo

$$M = 1084 \text{ kNm}$$

$$\chi = \frac{M}{EI_{1x}} = 62 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

S. Centro vano

$$M = 808 \text{ kNm}$$

$$\chi = \frac{M}{EI_{2x}} = 36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

c) Efectos de la fluencia

Las tensiones contenidas en el hormigón provocadas por las cargas muertas, producen con el tiempo unas deflexiones adicionales a las generadas por las cargas muertas el instante en que se aplican. Consiguientemente también se producirá una redistribución de tensiones en cada una de las secciones. Estos efectos serían análogos a los que se producirían en una viga isostática. Además, a lo largo de la viga se producirá una variación de rigideces en las diferentes secciones (que corresponderán a $n=6.25$ para $t=0$ y $n=18.75$ para $t=\infty$) Como la proporción en que varían no será constante, se produce un cambio en las reacciones de apoyo con el consiguiente desplazamiento de la ley de momentos y demás efectos inherentes a estos cambios.

En este caso, como en muchos otros, estos cambios de las reacciones de apoyo son del orden del 20% de los valores de las reacciones acumuladas hasta ese momento, y por tanto, no merece la pena tomarlos en consideración práctica.

Consideraremos por tanto que los efectos de la fluencia serán en las secciones analizadas:

- Apoyos

$$\Delta M = 0 \quad M_{CM} = 1084 \text{ kNm}$$

$$\chi_{t,0} = \frac{1084}{0.083 \cdot 21 \cdot 10^7} = 62 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$\chi_{t,\infty} = \frac{1084}{0.064 \cdot 21 \cdot 10^7} = 84 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$\Delta \chi = \chi_{t,\infty} - \chi_{t,0} = 22 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

- Vano

$$\Delta M = 0 \quad M_{cm} = 808 \text{ kNm}$$

$$\chi_{t,0} = \frac{808}{0.107 \cdot 21 \cdot 10^7} = 36 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$\chi_{t,\infty} = \frac{808}{0.084 \cdot 21 \cdot 10^7} = 46 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

$$\Delta \chi = \chi_{t,\infty} - \chi_{t,0} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$$

d) Efectos de la retracción

A los efectos isostáticos de la retracción, que generan curvaturas y un estado de autotensiones, hay que añadir los efectos hiperestáticos que generan las reacciones de apoyo producidas por los momentos hiperestáticos.

Efecto isostático de la retracción

El estudio del efecto isostático de la retracción es el mismo que el ya realizado para la estructura isostática, por lo que tan solo se reflejarán los resultados de ésta:

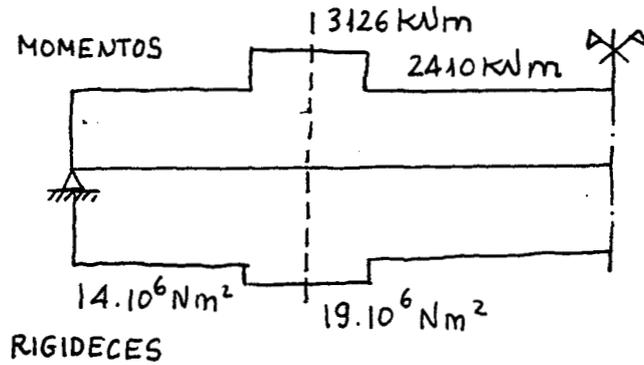
$$\text{Sección apoyo: } \chi_{\text{isos}} = -222 \cdot 10^{-6}$$

$$\text{Sección centro vano: } \chi_{\text{isos}} = 126 \cdot 10^{-6}$$

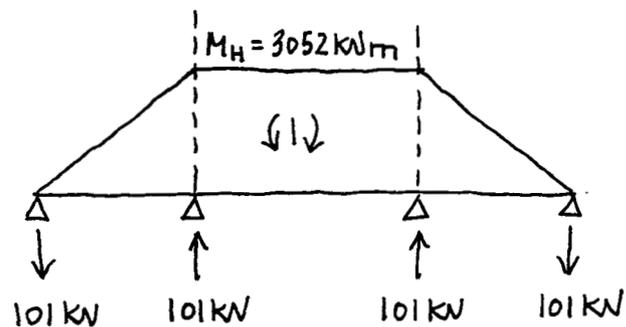
Efecto hiperestático de la retracción

Para la determinación del momento hiperestático de cálculo debido a la retracción se ha realizado el siguiente proceso:

- 1.- Determinación de la ley de momentos flectores debida a la retracción supuesta la viga isostática, así como las rigideces de las secciones empleadas. De una manera simplificada quedan reflejadas en el siguiente esquema:



- 2.- Obtenidas las rigideces y los momentos, se determinan las curvaturas $\chi = M/EI$ y se calculan las deflexiones causadas en los apoyos por la ley de curvaturas
- 3.- Las reacciones en apoyo hiperestático serán aquellas que devuelven a los apoyos a su estado original



El efecto final de la retracción será :

SECCIÓN ΔPOYOS

$$M = M_{HIP} = 3052 \text{ kNm}$$

$$\chi = \chi_{isos} + \chi_{HIP} = -222 \cdot 10^{-6} + 216 \cdot 10^{-6} = -6 \cdot 10^{-6}$$

SECCIÓN CENTRO VANO

$$M = M_{HIP} = 3052 \text{ kNm}$$

$$\chi = \chi_{isos} + \chi_{HIP} = 126 \cdot 10^{-6} - 159 \cdot 10^{-6} = -33 \cdot 10^{-6}$$

e) Efecto del gradiente de temperatura

Análogamente al puente isostático, este efecto puede asimilarse al de la retracción multiplicado por un coeficiente $\gamma = 1.58$.

SECCIÓN ΔPOYOS

$$M = M_H = 4822 \text{ kNm}$$

$$\chi = \chi_{isos} + \chi_{HIP} = -9 \cdot 10^{-6}$$

SECCIÓN CENTRO DE VANO

$$M = M_H = 4822 \text{ kNm}$$

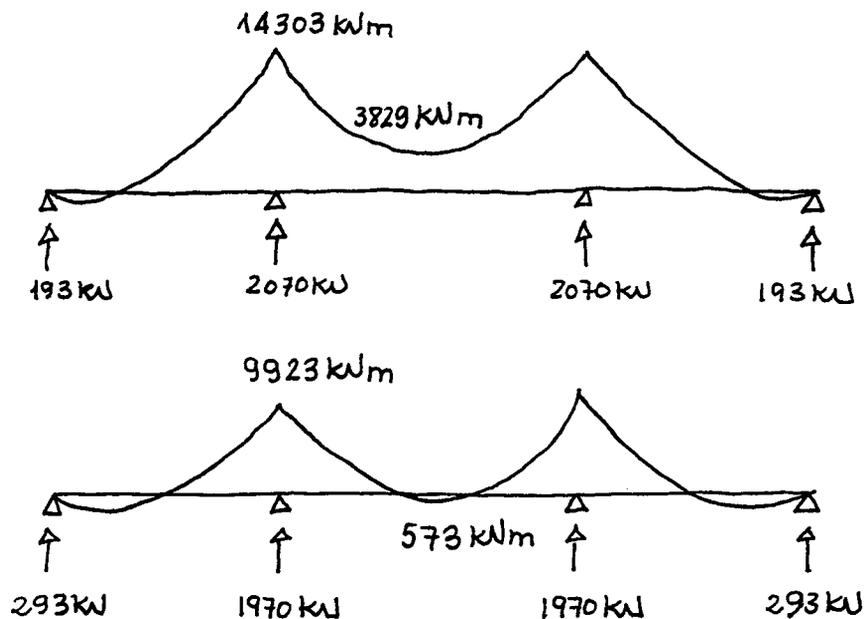
$$\chi = \chi_{isos} + \chi_{HIP} = -52 \cdot 10^{-6}$$

f) Efecto de la fisuración

Se ha supuesto a efectos prácticos, que la fisuración se produce al final de la etapa que identifica el gradiente de temperatura. La imagen del diagrama M-X expresa que, la imprecisión que ello conlleva no tiene la menor trascendencia práctica. Al tratar del control de la fisuración y de las deflexiones en el estado límite de servicio, se volverá sobre la cuestión.

Así, el efecto de la fisuración equivale a una transferencia de reacciones de los apoyos centrales, que se descargan a los laterales, a mayores deflexiones y a mayores curvaturas en las zonas de apoyo. Se ha considerado también que la evolución de rigideces en la zona de apoyos se realiza instantáneamente.

Los resultados más característicos son:



9) Incremento de cargas

Δ partir del estado final del apartado anterior en la que la estructura en zona de apoyos se ha fisurado, se producen sucesivos incrementos de carga que actúan sobre una estructura cuyas rigideces van evolucionando a medida que las deformaciones unitarias de las secciones superan las correspondientes al límite elástico y la relación M-K deja de ser lineal.

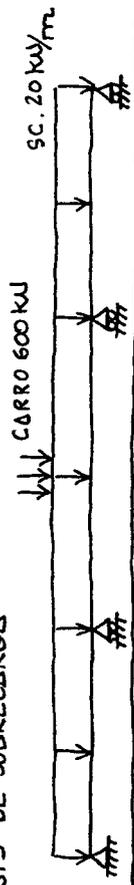
En el cuadro siguiente se resumen los datos obtenidos con un modelo simplificado de cálculo, basado en la evolución de los diagramas M-K de las secciones características.

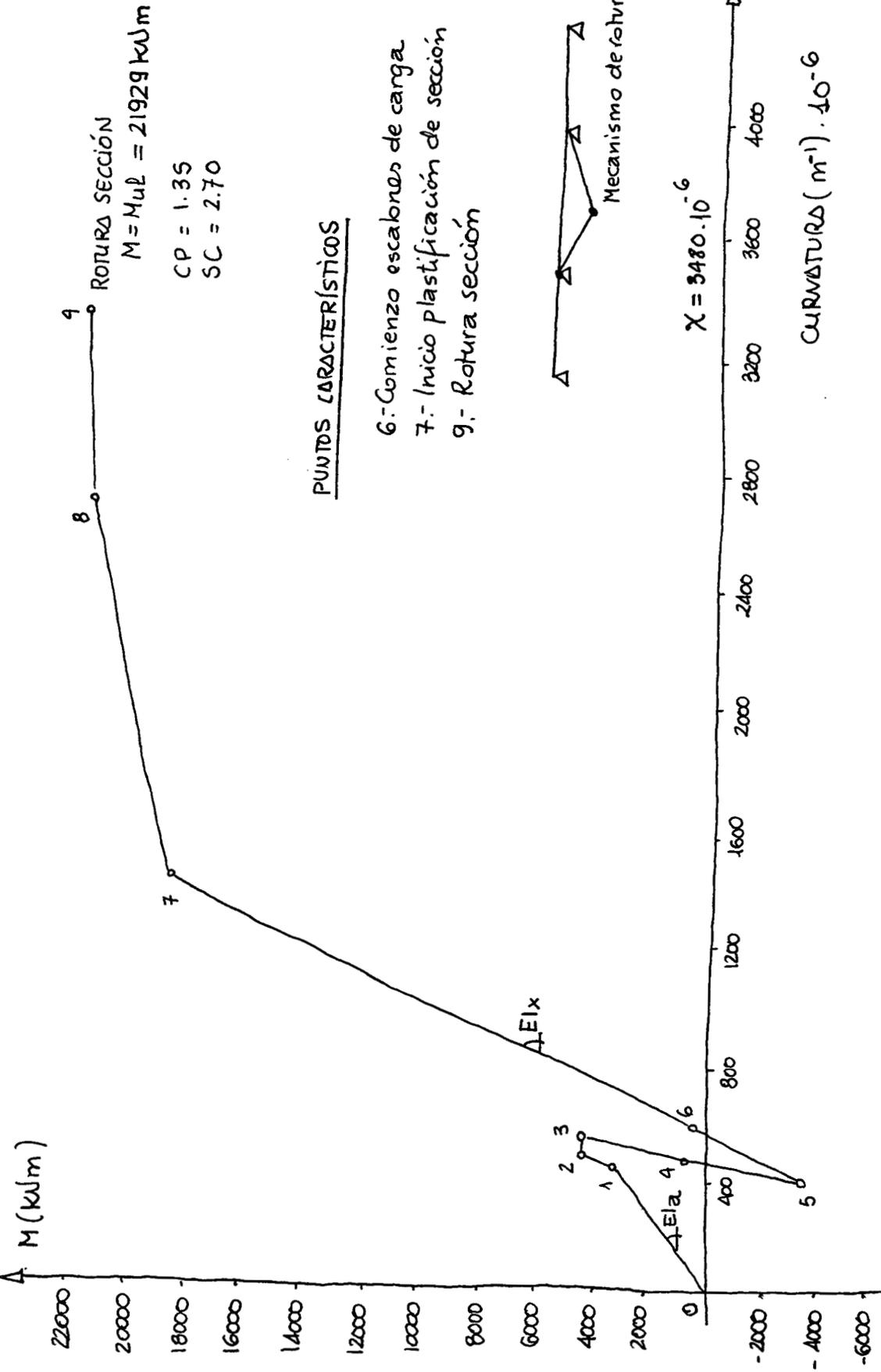
En los gráficos correspondientes se han representado los diferentes puntos característicos correspondientes a diferentes incrementos de carga. Estos diagramas que corresponden a un modelo de cargas determinado y a un hipotético modelo de comportamiento no son, en general, imprescindibles en la práctica profesional, pero favorece a la comprensión de los diferentes factores que influyen en el comportamiento de la estructura.

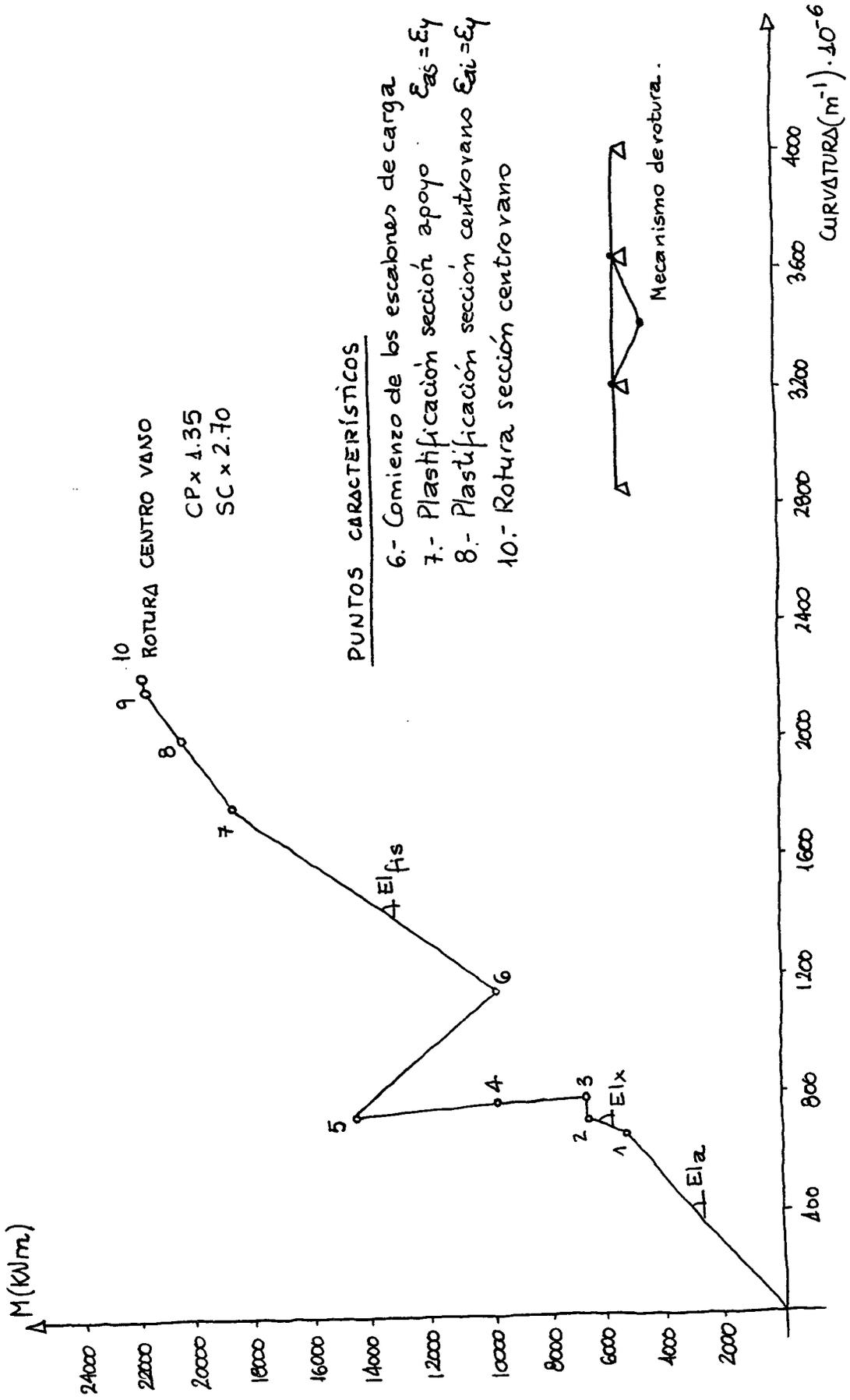
En los apartados siguientes, a la vista de estos resultados y teniendo en cuenta las exigencias de precisión que demandan los diferentes controles, procederemos a exponer los diferentes E.L. en servicio y en rotura, recogidos de las Recomendaciones y cuantificaremos los resultados más significativos.

Al tratar de la reificación del ELL se evaluará la influencia del esfuerzo cortante en la capacidad resistente a flexión, por medio de los diagramas de interacción cortante-flexión.

ESCALONES DE CARGA	HIPÓTESIS DE SOBRECARGA										SECCIÓN CENTRO VANO			
	SECCIÓN APOYO					SECCIÓN CENTRO VANO					No = 17920 kJ/m		Mu = 21929 kJ/m	
	EI (kJ/m ²)	M (kJ/m)	X (m) · 10 ⁶	ΔM (kJ/m)	Mu = 18741 kJ/m	EI (kJ/m ²)	M (kJ/m)	Z (m) · 10 ⁶	ΔM (kJ/m)	Mu = 21929 kJ/m	ΔN (kJ/m)	ΔM (kJ/m)		
1.- Estado inicial tras fisurar	75.6.10 ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
2.- Incremento SC x 1 → SC x 1	75.6.10 ⁵	9923	1174	—	—	224.105	573	597	—	—	—	—		
3.- Incremento CP x 0.35 → CP x 1.35	75.6.10 ⁵	13146	1354	3493	—	224.105	8290	948	—	—	—	7717		
4.- Incremento SC x 0.50 → SC x 1.50	75.6.10 ⁵	19146	1354	3493	—	224.105	8298	948	—	—	—	7717		
5.- Incremento RET x 0.35 → RET x 1.35	75.6.10 ⁵	14812	1517	1666	—	224.105	11209	1084	—	—	—	2919		
6.- Incremento SC x 0.20 → SC x 1.70	75.6.10 ⁵	16423	1623	1611	—	224.105	11209	1084	—	—	—	2919		
7.- Incremento SC x 0.20 → SC x 1.90	75.6.10 ⁵	16423	1623	1611	—	224.105	11209	1084	—	—	—	2919		
8.- Incremento SC x 0.20 → SC x 2.10	75.6.10 ⁵	19004	1782	2581	—	224.105	11500	1010	—	—	—	-2666		
9.- Incremento SC x 0.20 → SC x 2.30	75.6.10 ⁵	19004	1782	2581	—	224.105	11500	1010	—	—	—	-2666		
10.- Incremento SC x 0.20 → SC x 2.50	75.6.10 ⁵	19416	1858	412	—	224.105	13277	1154	—	—	—	1777		
11.- Incremento SC x 0.20 → SC x 2.70	75.6.10 ⁵	19416	1858	412	—	224.105	13277	1154	—	—	—	1777		
	19.2.105	19828	1934	412	—	224.105	15054	1243	—	—	—	1777		
	19.2.105	19828	1934	412	—	224.105	15054	1243	—	—	—	1777		
	19.2.105	20240	2010	412	—	224.105	16831	1368	—	—	—	1777		
	19.2.105	20240	2010	412	—	224.105	16831	1368	—	—	—	1777		
	19.2.105	20652	2086	412	—	224.105	18608	1460	—	—	—	1777		
	19.2.105	20652	2086	412	—	224.105	18608	1460	—	—	—	1777		
	19.2.105	21064	2162	412	—	224.105	20122	1697	—	—	—	1514		
	19.2.105	21064	2162	412	—	224.105	20122	1697	—	—	—	1514		
	19.2.105	21488	2238	412	—	224.105	21636	2780	—	—	—	1514		
	0.4.105	21597	2316	424	—	3.105	>21929	3480	—	—	—	—		







2.3. VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

2.3.1. Estado límite de deflexiones

Sección central

Flecha debida al peso propio de la est. metálica	- 8.6 mm
Flecha debida al peso de la bsa de hormigón	- 54.2 mm
Flechas por cargas muertas	
Instantáneas	- 4.5 mm
Difundidas	- 2.0 mm
Flecha por retracción	- 4.0 mm
Flecha por fisuración	- 12.0 mm

Resumen :

INSTANTE	DEFLEXIONES (mm)	
	SIN FISURACIÓN	CON FISURACIÓN
t=0	63,3	75,3
t=∞	65,3	77,3

Tomaremos como contraflecha un valor intermedio :

$$c_f = 70 \text{ mm}$$

El límite establecido en las Recomendaciones para un puente continuo para carretera de circulación rápida :

$$\frac{L}{900} = \frac{43500}{900} = 48 \text{ mm}$$

Para valores extremos de las deflexiones, se cumple la condición :

$$77,3 - 70 = 7,3 \text{ mm} < 48 \text{ mm}$$

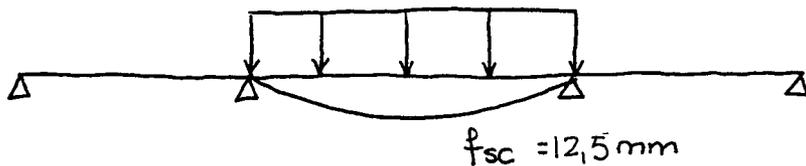
$$70 - 63,3 = 6,7 \text{ mm} < 48 \text{ mm}$$

Verificación de la "robustez"

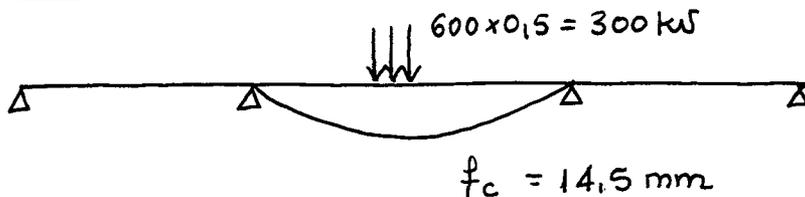
La flecha correspondiente a la parte de las sobrecargas no superará el valor de $L/1000$.

Sobrecarga

$$q = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ kN/m}$$



Carro



$$f_c + f_{sc} = 27 \text{ mm} < \frac{L}{1000} = 43,5 \text{ mm}$$

2.3.2: E.L. de deformaciones del alma

Esbeltez en zona de apoyos :

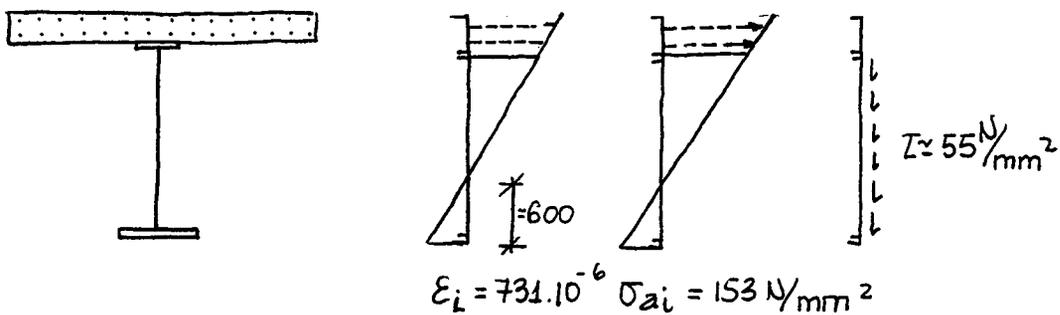
$$\frac{1815}{15} = 121 \leq 100 \sqrt{\frac{355}{f_y}} = 10$$

Este valor es inferior al límite recomendado en las zonas de apoyo de tramos continuos.

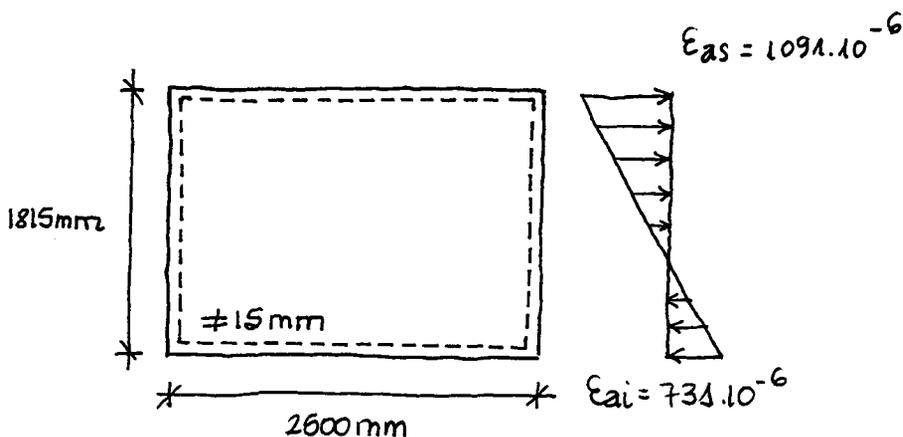
Sin embargo, como veremos a continuación, el control tensional exige disponer rigidizadores longitudinales para mantener el espesor del alma en 15mm, resultando

$$\frac{b}{t} \leq 250 \cdot \sqrt{\frac{355}{f_y}} \rightarrow 152,9 < 250.$$

El estado tensional de deformaciones y tensiones en la sección de apais para la combinación frecuente de cargas es aproximadamente el siguiente:



Tensiones críticas de abollamiento, sin rigidizadores longitudinales



$$\sigma_{cr} \begin{cases} \beta = -1.49 \rightarrow K_\sigma = 37,20 \\ E_{cr} = 37,20 \cdot 0,9 \left(\frac{15}{1815} \right)^2 = 2280 \cdot 10^{-6} \rightarrow \sigma_{cr} = 480 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{cr} \begin{cases} \frac{a}{d} = \frac{2500}{1815} = 1,37 \rightarrow k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{(1,37)^2} = 7,45 \\ \tau_{cr} = 0,9 \cdot 7,45 \cdot 210000 \cdot \left(\frac{15}{1815}\right)^2 = 96,17 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

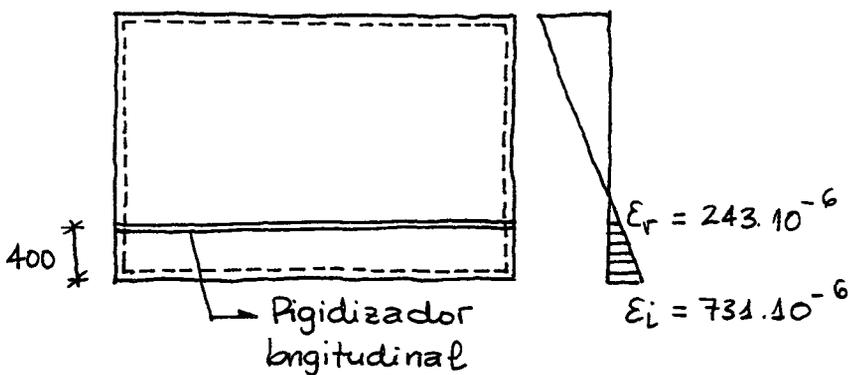
Por tanto, la verificación tensional :

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr} \cdot 1,1}\right) + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr} \cdot 1,1}\right)^2 \leq 1$$

resulta, en este caso :

$$\left(\frac{153}{280 \cdot 1,1}\right) + \left(\frac{55}{96,17 \cdot 1,1}\right)^2 = 0,76 \leq 1$$

si se dispone de un rigidizador longitudinal, tendremos :



$$\sigma_{cr} \begin{cases} \beta = 0,33 \rightarrow k_{\sigma} = 5,90 \\ E_{cr} = 0,9 \cdot 5,90 \cdot \left(\frac{15}{340}\right)^2 = 10335 \cdot 10^{-6} \rightarrow \sigma_{cr} = 2180 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{cr} \begin{cases} \frac{a}{d} = \frac{2500}{340} = 7,35 \rightarrow k_{\tau} = 5,41 \\ \tau_{cr} = 1991 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

Por tanto, se cumple ampliamente la condición tensional .

2.3.3 E.L. de plastificaciones locales

Verificaremos la sección de apoyos, la más desfavorable, en la que la tensión de comparación, σ_{co} , no es recomendable que pase de los valores siguientes:

Combinación frecuente:

$$0,75 f_y = 266 \text{ N/mm}^2$$

Combinación poco probable:

$$0,90 f_y = 319 \text{ N/mm}^2$$

a) Fibra superior de la sección de apoyo

$$\text{Combinación frecuente} \begin{cases} \sigma_{as} = 229 \text{ N/mm}^2 \\ \tau = 56 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{229^2 + 3 \cdot 56^2} = 248 \text{ N/mm}^2 < 266 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Combinación rara} \begin{cases} \sigma_{as} = 284 \text{ N/mm}^2 \\ \tau = 87 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{284^2 + 3 \cdot 87^2} = 321 \text{ N/mm}^2 \approx 319 \text{ N/mm}^2$$

b) Fibra inferior de la sección de apoyo

$$\text{Combinación frecuente} \begin{cases} \sigma_{as} = 153 \text{ N/mm}^2 \\ \tau = 56 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{153^2 + 3 \cdot 56^2} = 181 \text{ N/mm}^2 < 266 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Combinación rara} \begin{cases} \sigma_{as} = 189 \text{ N/mm}^2 \\ \tau = 87 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{189^2 + 3 \cdot 87^2} = 241 \text{ N/mm}^2 < 319 \text{ N/mm}^2$$

2.3.4.- E.L. de fisuración

La tensión en el acero, σ_s para la combinación cuasi-permanente de cargas, obtenida de los cálculos en los que se ha tenido en cuenta que es una construcción no apeada, es:

$$\sigma_s = 117 \text{ N/mm}^2$$

inferior a 240 N/mm^2 . Como el diámetro máximo de armaduras es 20 mm , no hace falta comprobar la fisuración

También se cumple la condición de separación entre armaduras ($s \leq 200 \text{ mm}$) para asegurar que la fisuración se mantiene por debajo del límite de $0,3 \text{ mm}$.

Se puede determinar, en cualquier caso, la fisura que corresponde a una armadura determinada o bien la armadura necesaria para que la fisura no supere un valor determinado utilizando la expresión que figura en los comentarios al Código Modelo CEB-FIP/1990 tal y como se ha expuesto en el apartado 5.6 del manual.

$$A_s = \sqrt{\frac{\phi_s \cdot F_{CR} (F_s - \beta F_{CR})}{3,6 \cdot E_s W_k f_{ct}}}$$

$$\phi_s = 20 \text{ mm}$$

$$F_{CR} = A_{c,ef} \cdot f_{ctm}$$

$$A_{c,ef} = \min\left(2,5\left(c + \frac{\phi}{2}\right); t/2\right) \cdot 1000$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

$$t = 250 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = 125.000 \text{ mm}^2$$

$$F_{CR} = 390592 \text{ N}$$

$$F_S = A_S \cdot \sigma_S = 275535 \text{ N}$$

$$A_S = 1570 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_S = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$w_k = 0,3 \text{ mm} ;$$

$$f_{ct} = 2,9$$

$$\beta = 0,28$$

$$A_S = \sqrt{\frac{20 \cdot 390592 (275535 - 0,28 \cdot 390592)}{3,6 \cdot 210000 \cdot 0,3 \cdot 2,9}} = 14,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se cumple:

$$A_S = 14,04 < \text{Armadura dispuesta}$$

Armadura mínima

Para el ancho eficaz elástico

$$b_{ef} = 2700 \text{ mm}$$

tendremos:

$$A_S \geq 0,1 K_C \cdot f_{ck} \cdot \frac{\Delta_c}{\sigma_{ST}}$$

$$\Delta_c = 270 \times 25 = 6750 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Podemos tomar $\sigma_{ST} = 240 \text{ N/mm}^2$, que es el valor para el que la fisura no supera 0,3 mm

$$K_C = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 \cdot z_n}} = \frac{1}{1 + \frac{250}{2 \cdot 295}} = 0,70$$

Luego :

$$\Delta_s = 0,1 \cdot 0,7 \cdot \frac{30 \cdot 6750}{240} = 59,00 \text{ cm}^2$$

Por ml en la zona del ancho eficaz :

$$\Delta_s = \frac{59,0}{2,70} = 21,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Una distribución adecuada de armaduras podría ser:

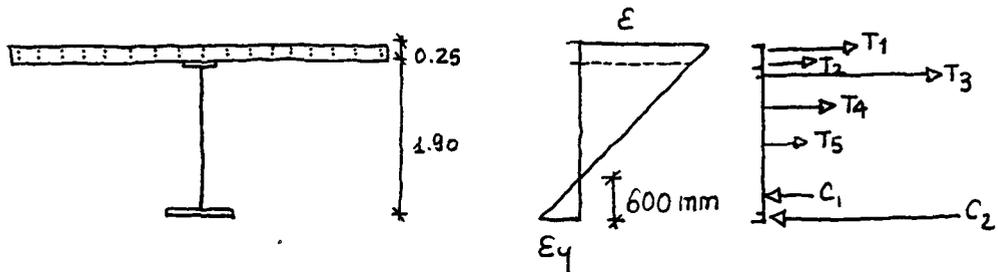
Armadura longitudinal superior : $\Phi 20 / 0,20$

Armadura longitudinal inferior : $\Phi 16 / 0,20$

$$\Delta_{\text{rea}} 25,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

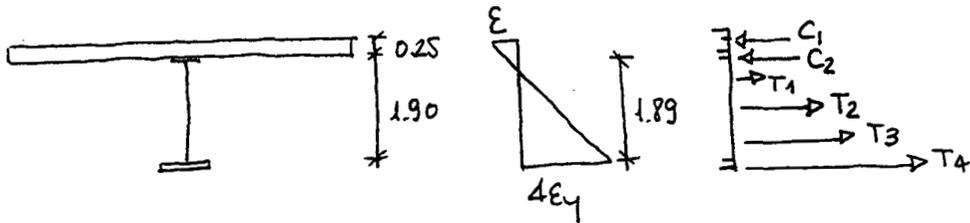
2.4.- ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

a) Capacidad última de la sección de apoyo



<u>Elemento</u>	<u>Axial (kN)</u>	<u>Momento (kNm)</u>
- Armadura superior Φ20/0.20	$5.5 \cdot 314 \cdot \frac{500}{1.15} = 3407$	$3407 (1.675) = 5706$
- Armadura inferior Φ16/0.20	$5.5 \cdot 200 \cdot \frac{500}{1.15} = 2181$	$2181 (1.523) = 3321$
- Ala superior 450x25	$450 \cdot 25 \cdot \frac{355}{1.10} = 3634$	$3634 \cdot (1.312) = 4769$
- Alma sup. plastificada 755x15	$755 \cdot 15 \cdot \frac{355}{1.10} = 3657$	$3657 \cdot (0.89) = 3282$
- Alma sup. elástica 520x15	$520 \cdot 15 \cdot \frac{355}{1.10} = 1260$	$1260 \cdot (0.34) = 437$
- Alma inf. elástica 520x15	$520 \cdot 15 \cdot \frac{355}{1.10} = -1260$	$1260 \cdot (0.34) = 437$
- Alma inf. plastificada 20x15	$20 \cdot 15 \cdot \frac{355}{1.10} = -96$	$96 \cdot (0.53) = 51$
- Ala inf. plastificada 600x60	$600 \cdot 60 \cdot \frac{410}{1.10} = -12756$	$12756 \cdot (0.57) = 7271$
<hr/> $\Sigma \text{Axiales} = 0$		<hr/> $\Sigma M = M_u = 24252 \text{ kNm}$

b) Capacidad última de la sección centro de vano:



Análogamente a la sección anterior, de una manera resumida:

C_1 : Hormigón	14091 kN
C_2 : Δla superior comprimida	329 kN
T_1 : Δla superior traccionada	-401 kN
T_2 : Alma en régimen elástico	-924 kN
T_3 : Alma en régimen plástico	-5343 kN
T_4 : Δla inferior	-7752 kN

$$\sum \sigma = 0$$

El momento último de la sección centro de vano resulta:

$$M_{\epsilon_{ai}} = 4\epsilon_y = 23211 \text{ kNm}.$$

c) Análisis de los resultados

Los valores de los momentos últimos en apoyos y en el centro de vano son, de hecho, interdependientes. Para alcanzar el momento último $M_u = 21929 \text{ kNm}$ en el vano, la zona de apoyos de las vigas debe plastificar sin romper.

Recordando los diagramas de $M-X$ determinados en el capítulo de análisis estructural, para un determinado esquema de cargas, veíamos que se alcanzaban los puntos 10 ($5c \times 1,50$) y el punto 11 ($5c \times 1,70$) con los siguientes valores de los momentos en vanos y apoyos:

	<u>APOYOS</u>	<u>VANOS</u>	<u>TOTAL</u>
<u>PUNTO 10</u>	21064 kNm	20122 kNm	41186 kNm
<u>PUNTO 11</u>	21597 kNm	21929 kNm	43526 kNm

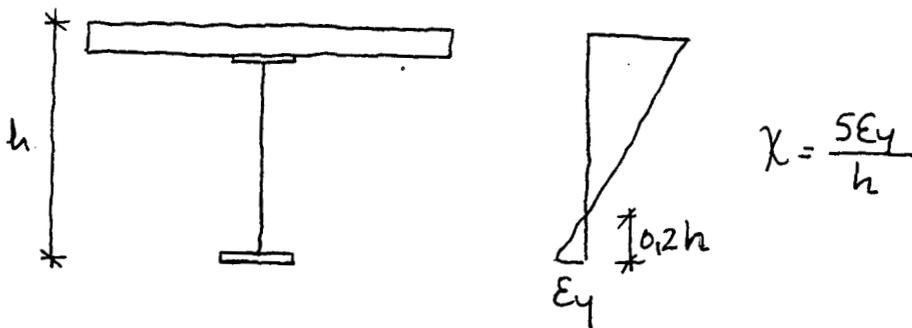
y los valores de las correspondientes curvaturas:

	<u>APOYOS</u>	<u>VANOS</u>
<u>PUNTO 10</u>	$2162 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$	$1697 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$
<u>PUNTO 11</u>	$2316 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$	$3480 \cdot 10^{-6} \text{ m}^{-1}$

Entre el punto de carga 10 y el 11 se produce un importante incremento en la demanda de curvatura de la sección de apoyos, mientras que la respuesta estructural, en forma de momentos, solo se incrementa en el 2%.

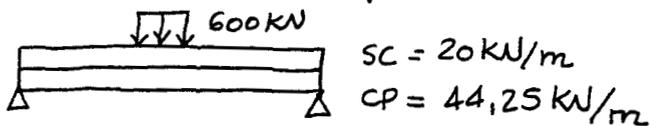
Es bastante característico que la exigencia de curvatura en la sección de apoyos sea del orden del doble que la concomitante en la sección central y que, en éste, no se pueda contar más que con el 90% del momento último, debido a las limitaciones de la deformación en la sección de apoyos.

Relacionado con lo anterior, se confirma la necesidad de que la sección de apoyo tenga ductilidad suficiente y que, para ello haya que asegurarse de la capacidad del ala comprimida es inferior a la del ala traccionada y de la armadura prevista en la losa fisurada. Hay que apuntar a alcanzar un plano de deformaciones análogo al siguiente:



Hay que notar nuevamente que esta situación exige una esbeltez del alma menor y adecuada para aguantar el pandeo lateral del alma por las compresiones generadas por el alma traccionada.

El coeficiente global de seguridad (punto 10) que tendremos en la hipótesis de carga considerada sería:



$$\lambda \cdot \left[\frac{44,25 \cdot 43,5^2}{8} + \frac{600 \cdot 43,5}{4} \right] \approx 41186$$

$$\lambda = 2.42$$

Este coeficiente aparente de seguridad no es real porque no tiene en cuenta la influencia del esfuerzo cortante, que es determinante en el comportamiento de la sección de apoyo, como veremos a continuación.

2.5.- Interacción del Momento flector-Cortante en sección de apoyo

El diagrama de interacción flector-cortante, tal y como se vio en el ejemplo isostático, queda definido por una serie de puntos representativos.

El punto D viene dado por las coordenadas:

$$V = 0$$

$$M = M_{Rd} = 24252 \text{ kNm}$$

Para el punto B tendremos:

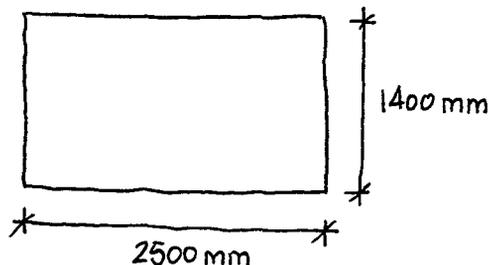
$$V = V_{w,d}$$

Δ la superior

$$M = M_{f,Rd} = 7100 + 4170 + 7390 = 18660 \text{ kNm}$$

$$V_{w,d} = V_{cr} + V_{td}$$

↳ Φ 20/0,20
↳ Φ 26/0,20



Cálculo de V_{cr} :

$$\frac{a}{d} = \frac{2500}{1400} = 1,78 \rightarrow k_T = 6,59$$

$$\tau_{cr} = 6,59 \cdot 0,9 \cdot 210000 \left(\frac{15}{1400} \right)^2 = 143 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{355/\sqrt{3}}{143}} \leq 1,25$$

$$\tau_t = 139 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cr} = 1400 \cdot 15 \cdot \frac{139}{1,1} 10^{-3} = 2670 \text{ kW}$$

• Cálculo de V_{td} :

$$V_{td} = 0,9 \cdot g \cdot t_w \cdot \frac{\sigma_t}{\gamma_a} \cdot \text{sen } \phi$$

$$\phi = \frac{2}{3} \arctg \frac{1815}{2500} = 24^\circ$$

$$g_1 = (1815 - 2500 \cdot \text{tg } 24^\circ) \cos 24 = 641 \text{ mm}$$

$$\psi = \frac{3}{2} 139 \cdot \text{sen } 48 = 154 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = \sqrt{355^2 - 3 \cdot 139^2 + 154^2} - 154 = 149 \text{ N/mm}^2$$

$$g_2 = (s_c + s_t) \cdot \text{sen } \phi$$

$$s_c = \frac{2}{\text{sen } \phi} \sqrt{\frac{M_{nf}}{t_w \cdot \sigma_t}}$$

$$M_{nf} = M_{pl} = 0,25 \cdot 600 \cdot 60^2 \cdot 410 = 221,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$s_c = \frac{2}{\text{sen } 24} \cdot \sqrt{\frac{221,4 \cdot 10^6}{15 \cdot 149}} = 1547 \text{ mm}$$

$$M_{nf} = M_{pl} = 0,25 \cdot 450 \cdot 25 \cdot 355 = 24,96 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$s_T = \frac{2}{\text{sen } 24} \sqrt{\frac{24,96 \cdot 10^6}{15 \cdot 149}} = 519 \text{ mm}$$

$$g_2 = (1547 + 519) \cdot \text{sen } 24 = 840 \text{ mm}$$

$$V_{td} \begin{cases} 0,9 \cdot 641 \cdot 15 \cdot \frac{149}{1,1} \cdot \text{sen } 24 = 476 \text{ kW (Contribución alme)} \\ 0,9 \cdot 840 \cdot 15 \cdot \frac{149}{1,1} \cdot \text{sen } 24 = 624 \text{ kW (Contribución alas)} \end{cases}$$

1100 kW

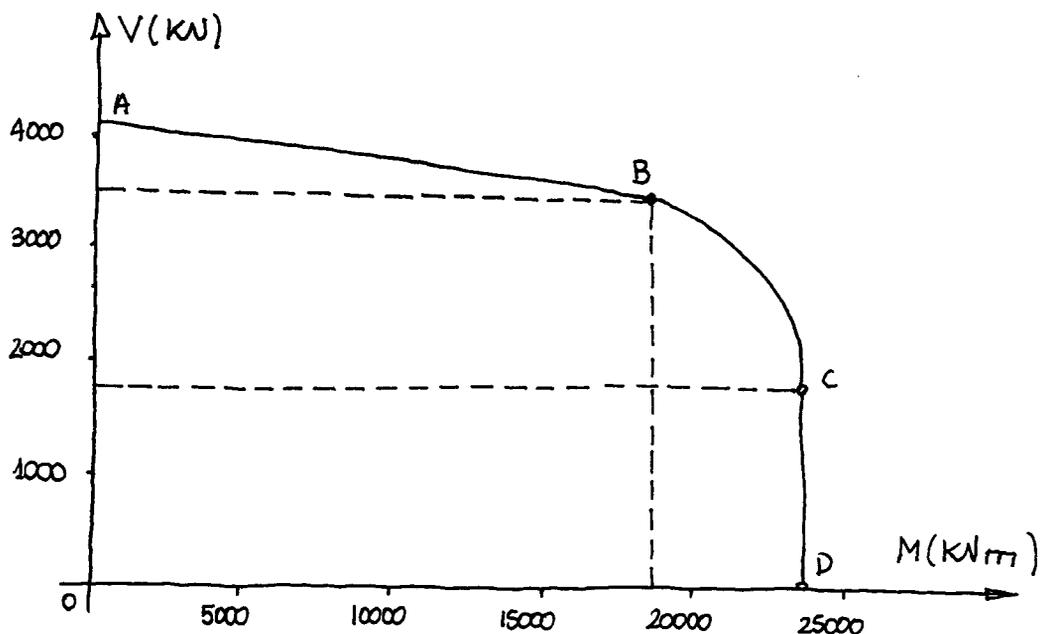
En total $V_{w,d} = 2937 + 1100 = 4037 \text{ kW}$

En el punto B del diagrama de interacción :

$$V_{Rd,w} = 2937 + 476 = 3413 \text{ kW}$$

Así pues, los puntos característicos de la sección son :

- (A) $V_{Rd} = 4037 \text{ kW}$; $M_{Rd} = 0 \text{ kWm}$
- (B) $V_{Rd,w} = 3413 \text{ kW}$; $M_{f,Rd} = 18660 \text{ kWm}$
- (C) $V_{Rd} = 1706 \text{ kW}$; $M_{Rd} = 24252 \text{ kWm}$
- (D) $V_{Rd} = 0$; $M_{Rd} = 24252 \text{ kWm}$



Al valor $M_{Rd} = 21064 \text{ kNm}$ (punto 10 de la sección de apoyos) le corresponde un cortante :

$$V_{sd} = (1,35 \cdot 44,25 + 2,50 \cdot 20) \cdot \frac{43,5}{2} + \frac{2,50 \cdot 600}{2} = 3136 \text{ kN}$$

Por tanto, la capacidad de la sección, que es sobreabundante desde el punto de vista del momento flector, estará limitada por la capacidad a cortante.

Para los coeficientes reformativos tendríamos :

$$V_{sd} = (1,35 \cdot 44,25 + 1,50 \cdot 20) \cdot \frac{43,5}{2} + \frac{1,50 \cdot 600}{2} = 2402 \text{ kN}$$

valor que se sitúa entre los correspondientes a los puntos B y C, lo que permite trabajar cómodamente a la sección de apoyos.

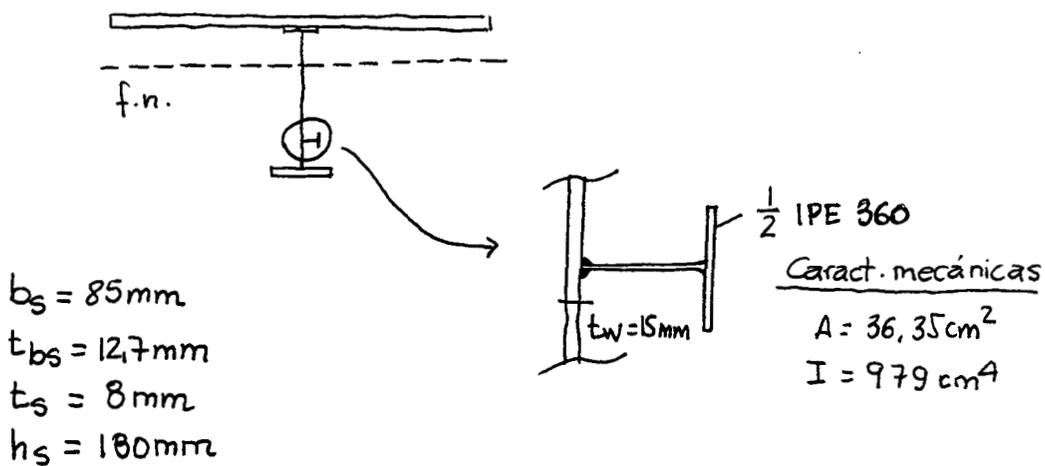
Si en lugar de considerar un espesor de 15mm en la sección de apoyos hubiésemos optado por una de 12mm, el anterior valor de V_{sd} se situaría entre los puntos A y B correspondientes a esta nueva sección, siendo el flector resistente del diagrama de interacción claramente insuficiente.

En este último caso, el tablero no estaría bien dimensionado. Sería imprescindible incrementar la resistencia a cortadura de la sección de apoyo.

El considerar la chapa de 15mm a ambos lados del apoyo supone un incremento de peso del orden de 1kg por metro cuadrado de tablero. Una inversión muy rentable.

2.6.- Rigidizadores longitudinales

Se han dispuesto rigidizadores longitudinales a lo largo de 5m a ambos lados de los apoyos, habiéndose elegido para ello medio perfil IPE-360. La disposición elegida queda representada en la figura adjunta, así como las dimensiones del rigidizador y sus características mecánicas.



Condiciones mínimas

- Para rigidizadores en T:

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 30 \rightarrow \frac{180}{8} = 22,5 \text{ OK}$$

$$\frac{b_s}{t_{bs}} \leq 10 \rightarrow \frac{85}{12,7} = 6,7 \text{ OK}$$

- Distancia entre rigidizadores transversales:

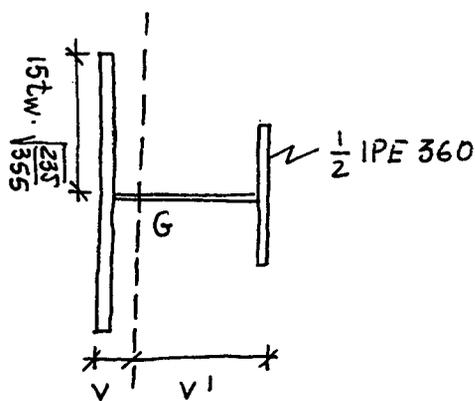
$$\frac{L}{b} < 15 \rightarrow \frac{250}{18} = 13,5 \text{ OK}$$

Condición de rigidez

Para la comprobación de la condición de rigidez, se toma a ambos lados del rigidizador una anchura de alma de:

$$15 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \cdot 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 183 \text{ mm.}$$

Por lo que la sección a comprobar será:



$$\begin{aligned} A &= 91 \text{ cm}^2 \\ I &= 5631 \text{ cm}^4 \\ I_T &= 73 \text{ cm}^4 \\ v &= 6,4 \text{ cm} \\ v' &= 13,1 \text{ cm} \end{aligned}$$

se debe verificar: $l_L \geq K_L \gamma_L^* \frac{d \cdot t_w^3}{12(1-\nu^2)}$

$$K_L) \frac{d}{t_w} = \frac{1815}{15} = 121 \rightarrow K_L \approx 1,25$$

$$\gamma_L^*) \gamma_L^* = 25\alpha - 6 + 78\delta\alpha^2$$

$$\alpha = \frac{L_T}{d} = \frac{2,5}{1,815} = 1,37$$

$$\delta = \frac{\Delta L}{d \cdot t_w} = \frac{3635}{1815 \cdot 15} = 0,133$$

$$\gamma_L = 25 \cdot 1,37 - 6 + 78 \cdot 0,133 \cdot 1,37^2 = 47,72$$

$$l_L = 5631 \geq 1,25 \cdot 47,72 \cdot \frac{181,5 \cdot 1,5^3}{12(1-0,3^2)} = 3346 \text{ cm}^4$$

Condición de resistencia

En el ELL, la compresión a nivel del rigidizador longitudinal es muy reducida, la fibra neutra, con las dimensiones adoptadas se encuentra en la proximidad

En cambio, para el ELS, la tensión a nivel del rigidizador es del orden de los 140 N/mm².

La capacidad a compresión del rigidizador en el caso más desfavorable en el que se supone aplicada la compresión en su encuentro con el alma, será tal que se cumpla la condición:

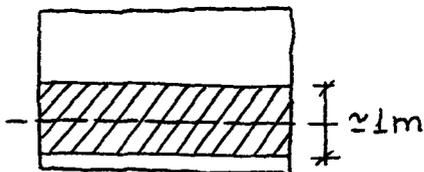
$$\frac{N}{A} + \frac{N_e}{1 - N/N_e} \cdot \frac{1}{W_y} = \frac{355}{1.1}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L_p^2} = \frac{3.14^2 \cdot 210000 \cdot 5631 \cdot 10^4}{2500^2} = 18654 \text{ kN}$$

$$140 + \frac{1247 \cdot 10^3 \cdot 49}{1 - \frac{1247}{18654}} \cdot \frac{1}{429 \cdot 10^3} = 140 + 152 = 92 \text{ N/mm}^2 < \frac{R_y}{\gamma_a}$$

Habría que tener también en consecuencia los efectos del viento, de existir, así como los debidos a la curvatura en planta del tableo.

El viento, en este caso, genera una flexión muy pequeña, irrelevante desde el punto de vista de la seguridad:



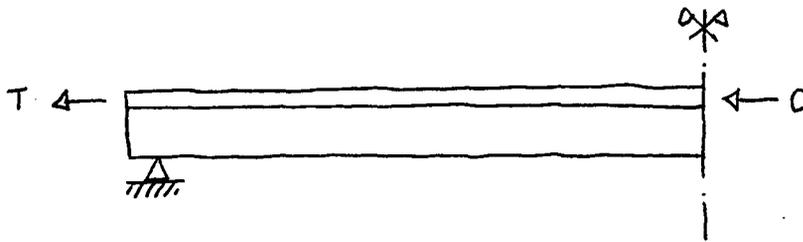
$$q_v \approx 2 \text{ kN/m}^2 \times 1 = 2 \text{ kN/m}$$

$$M_v = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{2 \cdot 2.5^2}{8} = 1.4 \text{ kNm}$$

$$M_v < e_v = 3 \text{ mm}$$

2.7.- Pernos conectadores

El equilibrio de la bsa, en la mitad del tramo central del tablero, es el representado en el esquema:



El valor de C correspondiente al momento último:

$$C = 14091 \text{ kN (ver } M_u \text{ sección central)}$$

El valor de T corresponde al de las armaduras pasivas en bs 5m. de anchura de la bsa ($\phi 20/0,20 + \phi 16/0,20$)

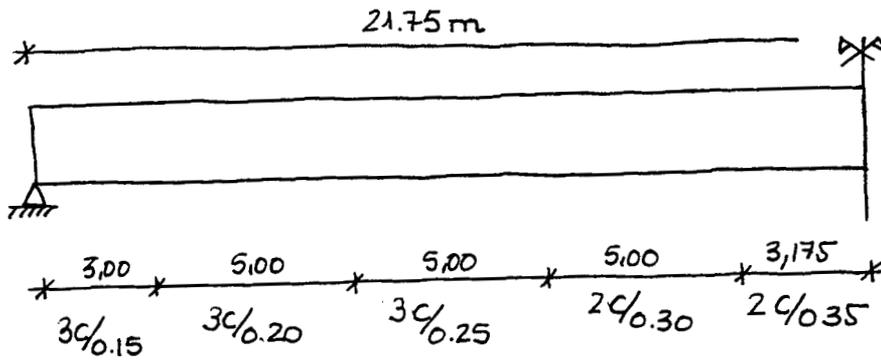
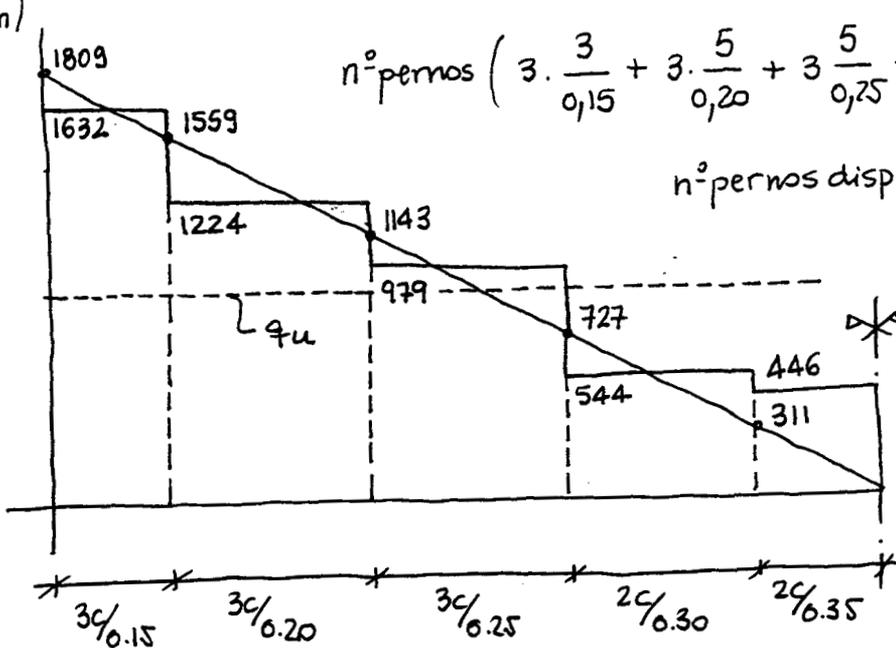
$$T = \frac{500}{1,15} \left[(314 + 200) \cdot 5,5 \right] = 5586 \text{ kN}$$

Cada perno conectador ($\phi 19$; $h = 125 \text{ mm}$) tiene una capacidad de transmitir rasantes de 81,6 kN

El nº de pernos necesarios será:

$$n = \frac{14091 + 5586}{81,6} = \frac{19677}{81,6} = 242 \text{ pernos}$$

Las disposiciones de pernos empleadas son las mismas, en sección, que las del ejemplo isostático.


 $q \text{ (KJ/m)}$


Una distribución de pernos igualmente separados con llevará un rasante:

$$q_u = \frac{19677}{21,75} = 904 \text{ KJ/m}$$

Una distribución lineal:

$$q_{\Delta \text{POVO}} = 1809 \text{ KJ/m}$$

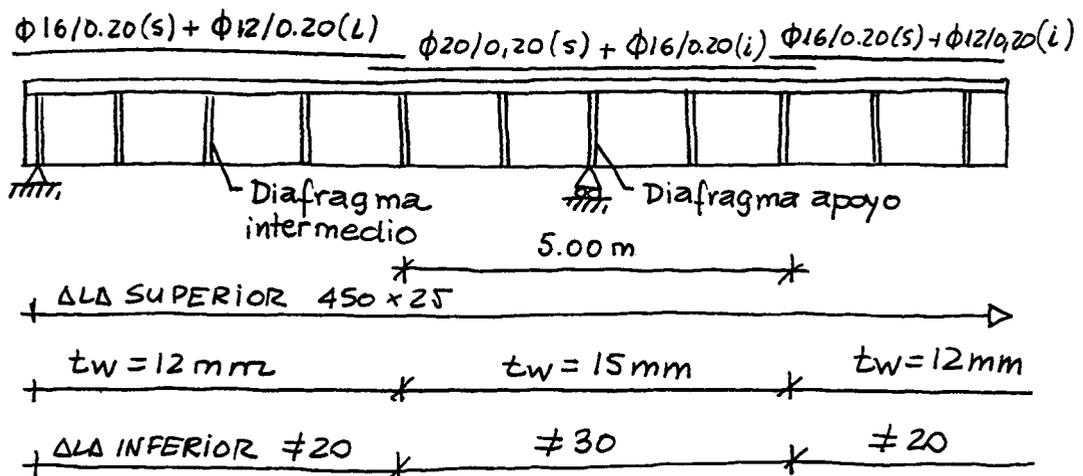
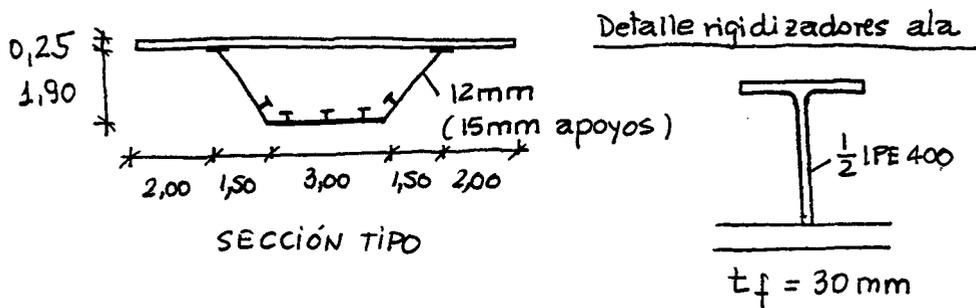
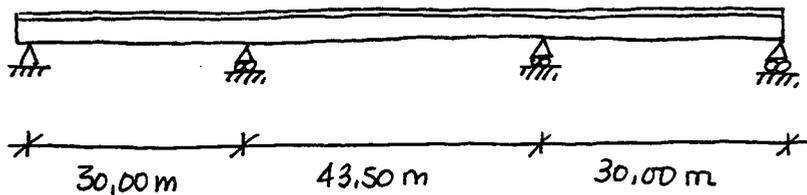
$$q_{\text{C.VAÑO}} = 0 \text{ KJ/m}$$

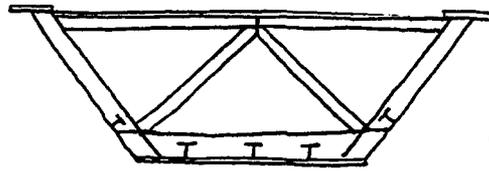
3. PUENTE CONTINUO SECCIÓN CAJÓN

3.- PUNTE CONTINUO. SECCIÓN CAJÓN

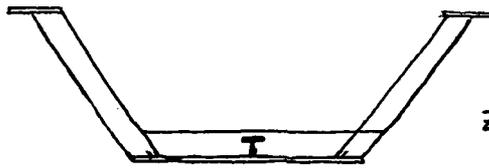
3.1.- Definición del tablero

Acero estructural S355
 Hormigón H30
 Acero armaduras Δ500S



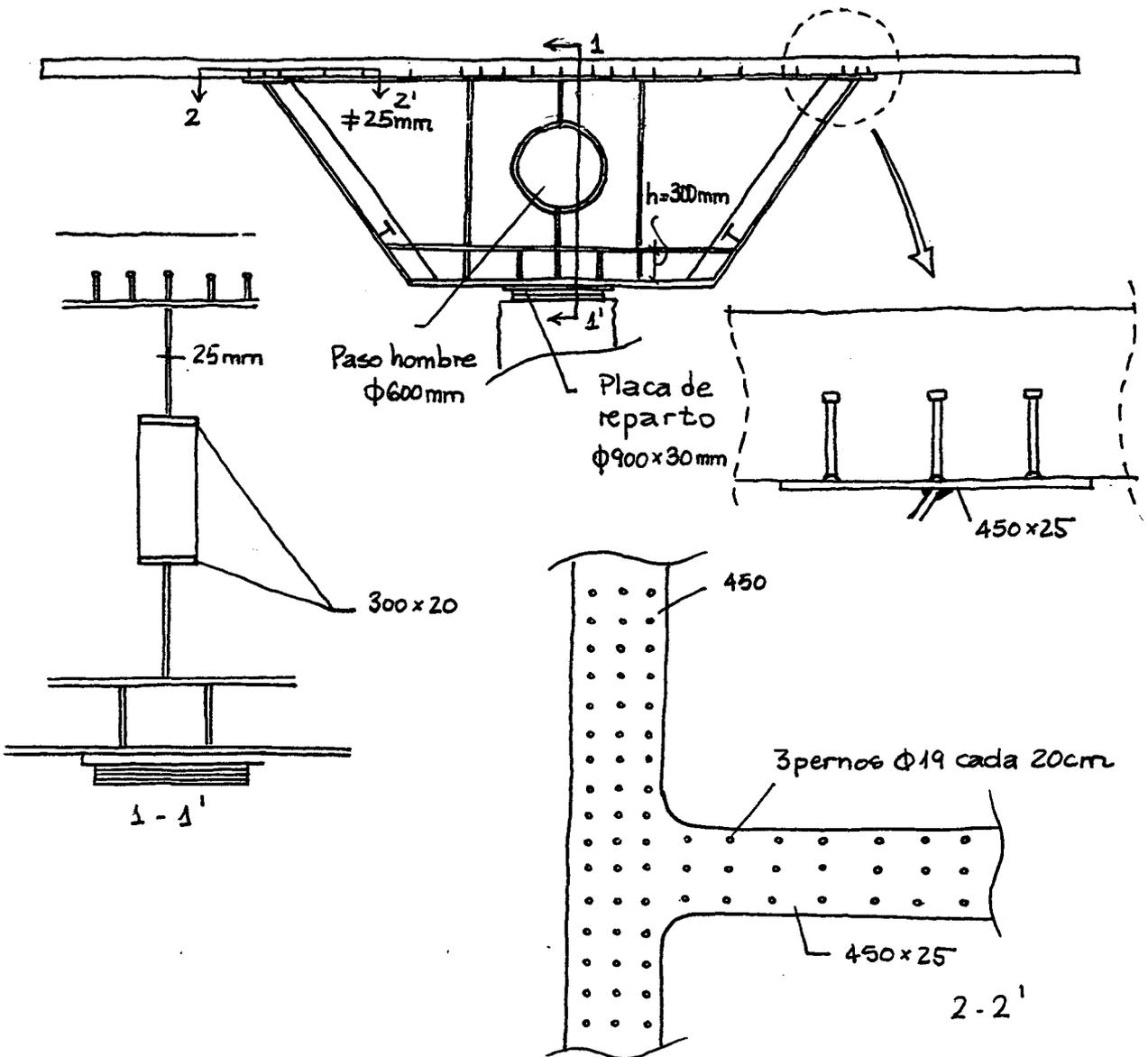


ZONA DE APOYO
CON DIAFRAGMA
INTERMEDIO

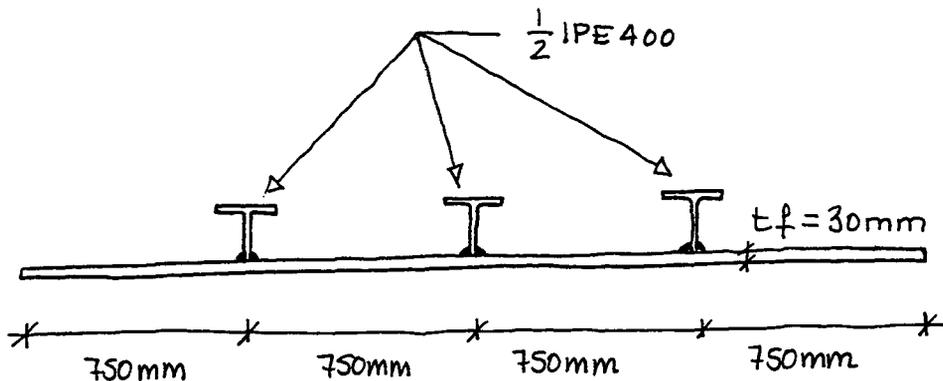


ZONA VANO

DETALLES SECCIÓN APOYOS. DIAFRAGMAS



3.2.- Estudio del alma comprimida rigidizada. Diagrama N-E



Calculo $N_{Rd, ult}$

$$N_{Rd, ult} = (b_r \cdot t_f + n \Delta_{L,r}) \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$b_r = \psi_{ult} \cdot \rho \cdot b_L (n\lambda + 1)$$

$$\psi_{el} = \psi_{el,2}$$

$$L) L = 0,25(30 + 43,5) = 18,375 \text{ m}$$

$$b) b' = b \cdot \sqrt{1 + \frac{\Delta_s}{b \cdot t}} = 1500 \sqrt{1 + \frac{63,3}{450}} = 1602$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1602}{18375} = 8,72 \cdot 10^{-2}$$

$$\psi_{el} = \frac{1}{1 + 6\left(\frac{b}{L}\right) + 1,6\left(\frac{b}{L}\right)^2} = 0,65$$

$$\psi_{ult} = 2\psi_{el} = 2 \cdot 0,65 \geq 1 \rightarrow \psi_{ult} = 1$$

ZONA 2

$$N_{Rl} = (b \cdot t_f + n \Delta_L) \cdot \frac{N_{Rd,ult}}{E_a (b \cdot t_f + n \Delta_L)} E_a =$$

$$= N_{Rd,ult}$$

$$E_{ult} = \frac{1+\chi}{2} E_y + \frac{\pi^2}{8} \left[\frac{1}{500} \left(\frac{1}{1 - \frac{\chi E_y \cdot L_T^2}{\pi^2 \cdot I^2}} - 1 \right) \right]^2$$

$$E_{ult} = \frac{1+0,84}{2} \cdot 1540 \cdot 10^{-6} + \frac{\pi^2}{8} \left[\frac{1}{500} \left(\frac{1}{1 - \frac{0,84 \cdot 1540 \cdot 10^6 \cdot 2500^2}{\pi^2 \cdot 65,3^2}} - 1 \right) \right]^2$$

$$E_{ult} = 1416 \cdot 10^{-6} + 0,2 \cdot 10^{-6} = 1416 \cdot 10^{-6}$$

$$N_{Rd} = N_{Rl} = N_{Rd,ult} = 28996 \text{ kN}$$

ZONAS 3 y 4

$$N_{Rd} = (b_r \cdot t_f + n \Delta_{L,r}) \cdot \frac{F_y}{\gamma_a}$$

$$b_r = \psi_{ult} \cdot \rho \cdot b_L \left(n \left[\frac{M_{Rl,d}}{M_{Rl,d} + W N_{Rl,d}} \right] + 1 \right)$$

$$W = L_T \left(\sqrt{\varepsilon - \varepsilon_{ult}} \cdot \frac{2}{\pi} + \frac{1}{500} \right)$$

$$^W \varepsilon = \varepsilon_y = 22,73$$

$$^W \varepsilon = 1,2 \varepsilon_y = 38,10$$

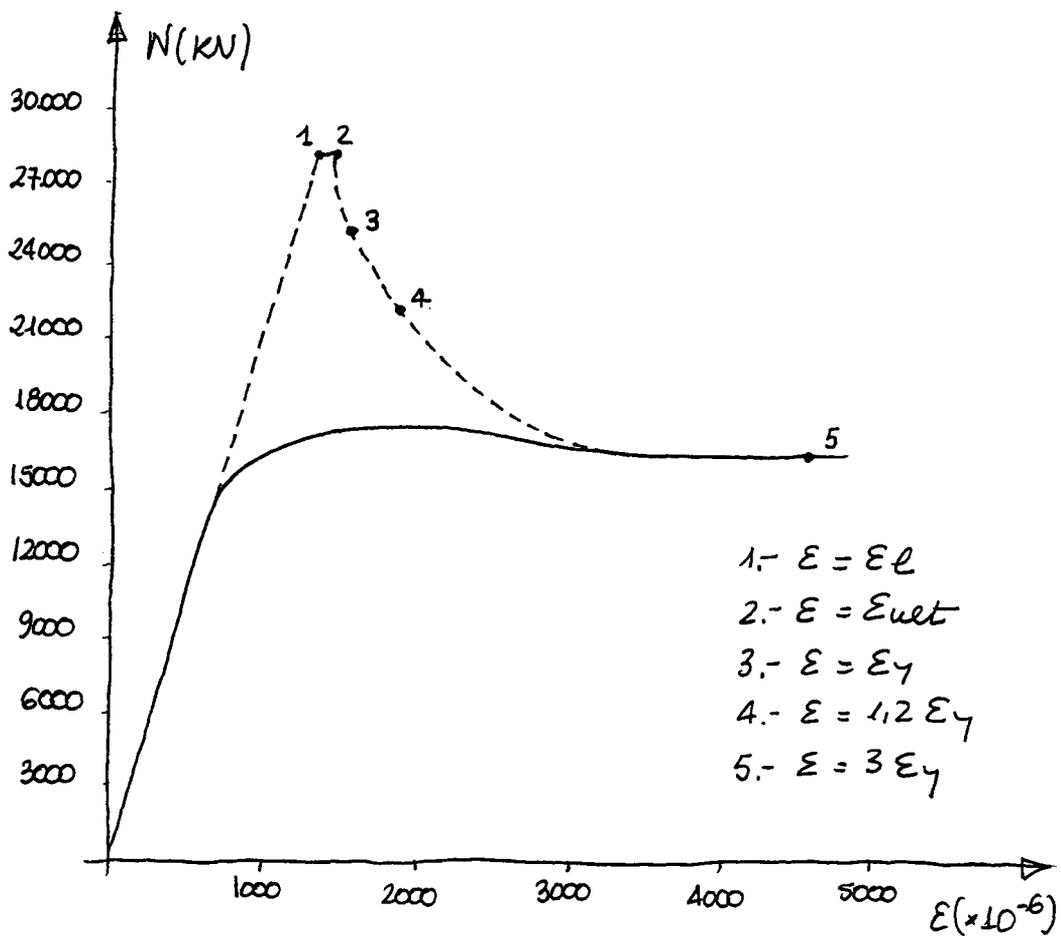
$$^W \varepsilon = 3 \varepsilon_y = 95,13$$

$$N_{RL,d} = 0,84 \cdot \frac{355}{1,1} \cdot 265 \cdot 10^2 \cdot 10^{-3} = 7189 \text{ kN}$$

$$M_{RL,d} = 368 \text{ kN}$$

De una manera resumida :

ε	w	$\frac{M_{RL,d}}{M_{RL,d} + w N_{RL,d}}$	$b_r(\text{mm})$	$\Delta_{L,r}(\text{mm}^2)$	N_{Rd}
$= \varepsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$	$2,2 \cdot 10^{-2}$	0,70	2325	2957	25394
$= 1,2 \varepsilon_y = 1848 \cdot 10^{-6}$	$3,8 \cdot 10^{-2}$	0,57	2032	2407	22023
$= 3 \varepsilon_y = 4620 \cdot 10^{-6}$	$9,5 \cdot 10^{-2}$	0,35	1537	1479	16326



$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,22) \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2}$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\chi \epsilon_y}{E_{cr}}}$$

$$E_{cr}) \epsilon_1 = \epsilon_2 \rightarrow k = 4$$

$$E_{cr} = 0,9 \cdot 4 \cdot \left(\frac{30}{750}\right)^2 = 5760 \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$$

$$\chi) \text{ Para } \alpha = 0,49 \rightarrow \chi = 0,84$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{0,84 \cdot 1540 \cdot 10^{-6}}{5760 \cdot 10^{-6}}} = 0,47 \rightarrow \rho = 1,13 > 1$$

$$b_r = 1,750 \cdot (3 \cdot 0,184 + 1) = 2640 \text{ mm}$$

$$N_{Rd, ult} = (2640 \cdot 30 + 3 \cdot 0,184 \cdot 4225) \cdot \frac{355}{1,1} \cdot 10^{-3} =$$

$$= 28996 \text{ kN}$$

Diagrama N-ε

Indica la variación del axial resistente de una chapa rigidizada en función de su deformación unitaria ε.

ZONA 1

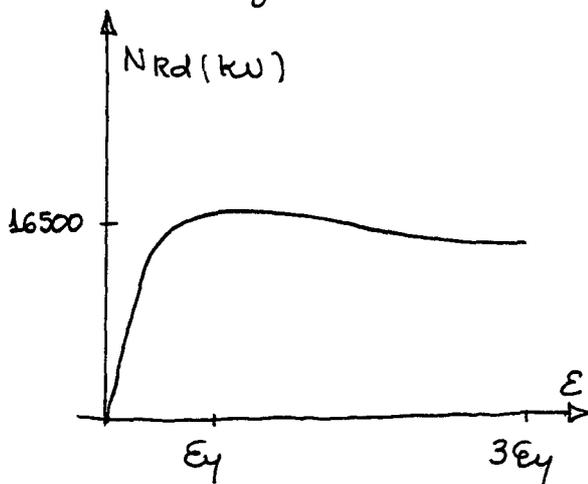
$$\epsilon_L = \min\left(0,45 \epsilon_{cr}; \frac{N_{Rd, ult}}{E_a (b \cdot t_f + n \Delta_L)}\right)$$

$$\epsilon_L = \min(2592 \cdot 10^{-6}; 1336 \cdot 10^{-6}) = 1336 \cdot 10^{-6}$$

En el texto del Manual se exponen los planteamientos que han conducido a considerar $\Psi_{ult} = 2 \Psi_{el} \approx 1$. En este ejemplo se pone de manifiesto la importancia de este parámetro. Si se hubiese tomado, como valor del coeficiente de arrastre su valor elástico, la capacidad resistente de la chapa rigidizada se hubiese reducido del valor $N_{rd} = 25394 \text{ kN}$ a otro del orden del 65%, esto es, unos 16.500 kN . Para tomar un valor de $\Psi_{ult} > \Psi_{el}$ es necesario que la deformación unitaria supere ϵ_y . No es lo que, sin embargo, ocurre en general y se produce en el ejemplo.

Serán prácticamente válidos los valores de N_{rd} para $3\epsilon_y$, que han sido calculados con $\Psi_{ult} = 1$. Y es muy discutible en cambio utilizar un valor de $\Psi_{ult} > 0,65$ para determinar los valores en el entorno de ϵ_y . Este es un tema de la mayor importancia, que la comunidad internacional no ha resuelto.

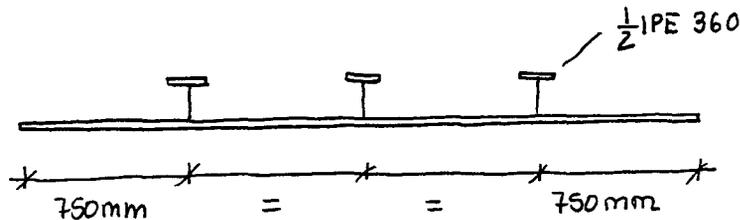
Es interesante, por otra parte, observar que haciendo variar el valor de Ψ_{ult} , se obtenía un diagrama $N_r - \epsilon$ con apariencia muy dúctil.



En cualquier caso, siendo el momento solicitante del orden de 19000 kNm en la sección de apoyos, es patente que, en cualquier hipótesis, la capacidad de la chapa rigidizada es suficiente. Hay que notar,

también, que la sección de apoyos, en conjunto, tiene un funcionamiento dúctil porque la capacidad de tracción de las chapas de 450×25 y de la armadura pasiva es inferior a la capacidad de compresión de la chapa rigidizada. Una de las consecuencias de este hecho es que el valor de Ψ_{ult} para la losa fisurada si se puede tomar igual a 1,0, por que su deformabilidad será suficientemente grande para ello.

Si como ala inferior hubiésemos optado por una chapa de 20mm con rigidizadores longitudinales $\frac{1}{2}$ IPE-360, la evolución de la capacidad resistente de la sección, obtendremos los siguientes resultados:



De una manera resumida:

$$\varepsilon_{cr} = 2560 \cdot 10^{-6}$$

$$\chi = 0,84$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,71$$

$$\rho \approx 1$$

$$b_T = 750(3 \cdot 0,84 + 1) = 2640 \text{ mm}$$

$$N_{Rd,ult} = (2640 \cdot 20 + 3 \cdot 0,84 \cdot 3635) \cdot \frac{355}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$= 19996 \text{ kN}$$

Diagrama N-ε

$$\varepsilon_L = \min(1152 \cdot 10^{-6}; 1342 \cdot 10^{-6}) = 1152 \cdot 10^{-6}$$

$$N_{RL} = (3000 \cdot 20 + 3635 \cdot 3) \cdot 1152 \cdot 10^{-6} \cdot 210000 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 17153 \text{ kN}$$

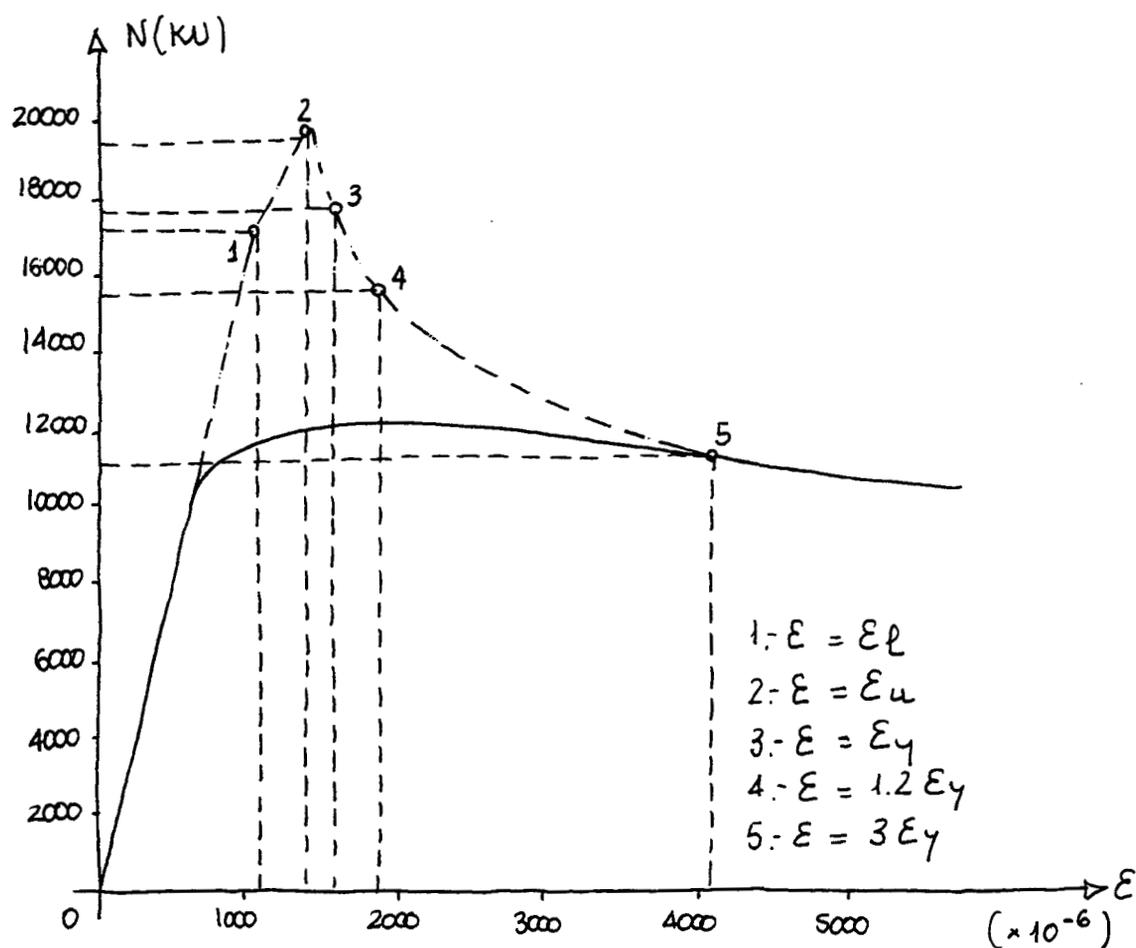
$$\varepsilon_{ult} = \frac{1+0,84}{2} \cdot 1540 \cdot 10^{-6} + \frac{\pi^2}{8} \left[\frac{1}{500} \left(\frac{1}{1 - \frac{0,84 \cdot 1540 \cdot 10^{-6} \cdot 2500^2}{\pi^2 \cdot 63^2}} - 1 \right) \right]^2$$

$$\varepsilon_{ult} \approx 1416 \cdot 10^{-6}$$

$$N_{RL,d} = 5019 \text{ kN}$$

$$M_{RL,d} = 274 \text{ kNm}$$

ε	W	$\frac{M_{RL,d}}{M_{RL,d} + W N_{RL,d}}$	$b_r(\text{mm})$	$\Delta L_r(\text{mm}^2)$	N_{rd}
$= \varepsilon_y = 1540 \cdot 10^{-6}$	$2,2 \cdot 10^{-2}$	0,71	2353	2580	17700
$= 1,2 \varepsilon_y = 1848 \cdot 10^{-6}$	$3,8 \cdot 10^{-2}$	0,59	2076	2144	15488
$= 3 \varepsilon_y = 4160 \cdot 10^{-6}$	$9,5 \cdot 10^{-2}$	0,36	1517	1308	11067

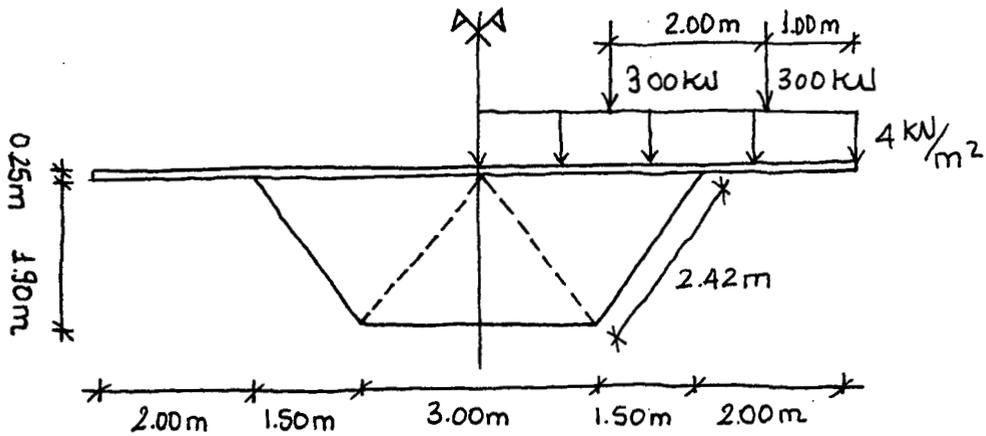


Ejemplo de dimensionamiento de diafragma intermedio

a) Distancia entre diafragmas

$$L_{D, \max} \leq 4d = 4 \cdot 1.8 = 7.2 > 5 \text{ m}$$

b) Condición de resistencia



La resultante de las cargas genera torsiones.

Sobrecarga

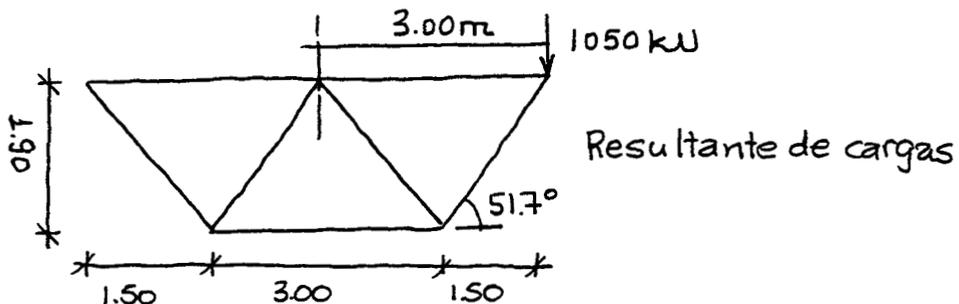
$$SC = 1.5 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 4 = 150 \text{ kN}$$

$$\text{Excentricidad} = \frac{5.00}{2} = 2.50 \text{ m}$$

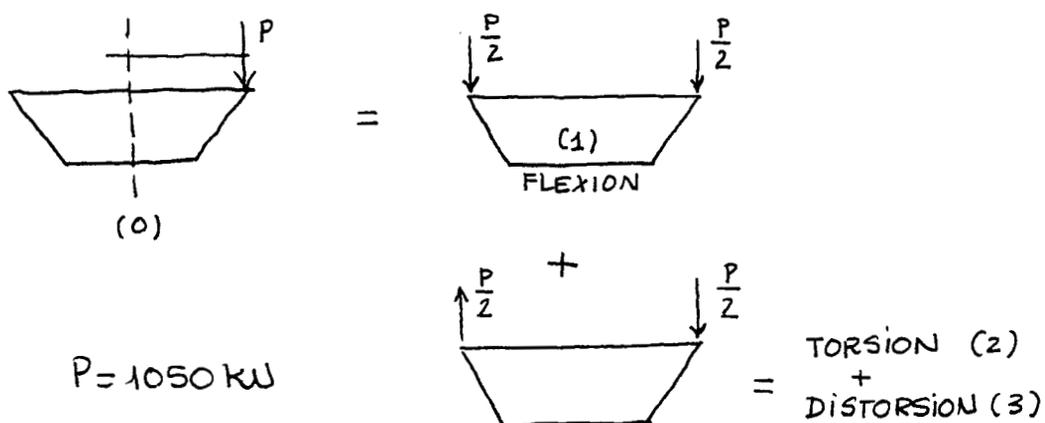
Carro

$$C = 1.5 \cdot 600 = 900 \text{ kN}$$

$$\text{Excentricidad} = 3 \text{ m}$$



Esquema de cálculo general

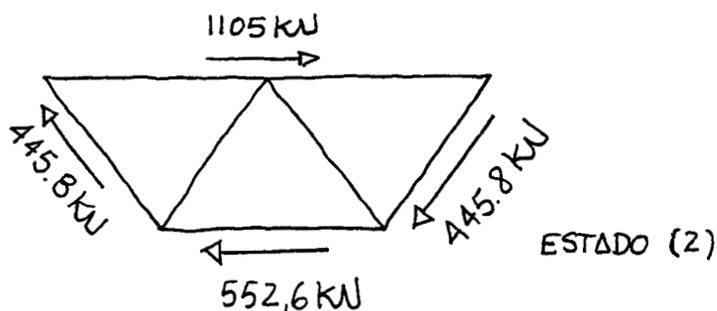


$$\text{ESTADO (0)} = \text{ESTADO (1)} + \text{ESTADO (2)} + \text{ESTADO (3)}$$

ESTADO (2)

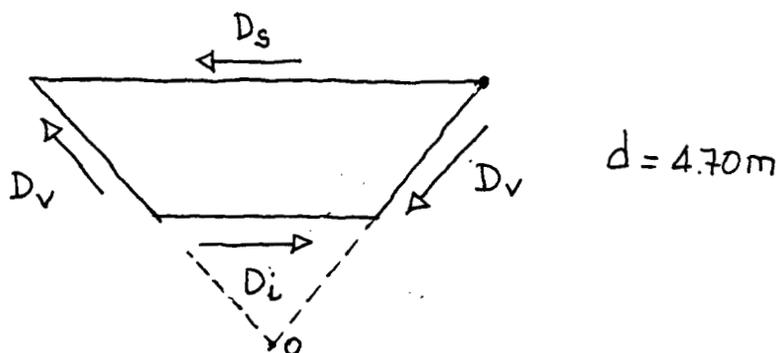
Flujo de tensiones producida por torsión uniforme

$$\varphi = \tau \cdot t = \frac{M_T}{2 A \phi} = \frac{3150}{2 \cdot (4,5 \cdot 1,9)} = 184,2 \text{ kN/m}^2$$



ESTADO (3)

Flujo de tensiones producido por la distorsión



Se verifica:

$$\cdot (445,8 + D_v) \cdot \operatorname{sen} 51,7 = \frac{P}{2} = 525$$

$$D_v = 223,2 \text{ kW}$$

$$\cdot \Sigma M_o = 0$$

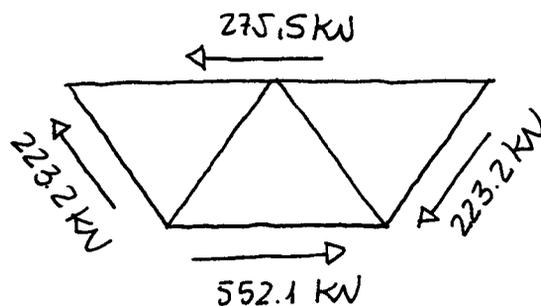
$$D_i = 2 D_s$$

$$\cdot \Sigma F_H = 0$$

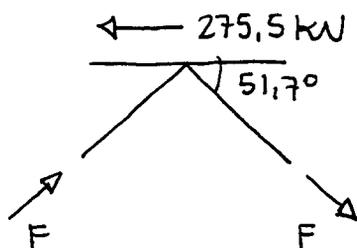
Se cumple en los estados (2) y (3). En el (3)

$$D_s + 2 D_v \cos 51,7 = D_i = 2 D_s$$

$$D_s = 275,5 \text{ kW}$$



Esfuerzos en diagonales



Se verifica:

$$\Sigma H = 0$$

$$2 F \cdot \cos 51,7^\circ = 275,5 \text{ kW}$$

$$F = 222 \text{ kW}$$

DIAFRAGMAS

Estudio de los diafragmas intermedios

Para poder considerar la sección transversal indeformable, los diafragmas de la sección cajón deben cumplir las condiciones siguientes:

- Distancia entre diafragmas:

$$L_D \leq 4d$$

L_D : distancia entre diafragmas
 d : altura del alma del cajón

$$L_D \leq 2,365 \cdot 4 = 9,46 \text{ m}$$

- Rigidez mínima

$$\frac{K_D}{K_{DW} \cdot L_D} \geq 1500$$

K_D : Rigidez del diafragma

K_{DW} : Rigidez del cajón frente a distorsión

Tomaremos una distancia entre diafragmas intermedios de 6,70m. (la más desfavorable). Nuestra incógnita será determinar el área de las diagonales A_b .

$$K_D = \frac{E \cdot A_b \cdot b^2 \cdot h^2}{2I_b^2} = \frac{210.000 \cdot A_b \cdot 3000^2 \cdot 1900^2}{2 \cdot 2420^3}$$

$$K_D = 2,4 \cdot 10^8 \text{ N} \cdot A_b$$

$$K_{DW} = \frac{24 \cdot E \cdot I_w}{\alpha_0 \cdot h}$$

$$\alpha_0 = 1 + \frac{z b/h + 3(I_u + I_e) / I_w}{(I_u + I_l) / I_w + (G_h/b)(I_u I_e / I_w^2)}$$

$$I_u = \frac{t_u^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$I_w = \frac{t_w^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$I_e = \frac{t_e^3}{12(1-\nu^2)}$$

t_u : espesor equivalente de la losa de hormigón

$$e_{red} = e \frac{G_c}{G_a}$$

$$G_c = 0,3 E_c = 0,3 \cdot 33600 = 10080 \text{ N/mm}^2$$

$$G_a = 81.000 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{red} = 250 \cdot \frac{10080}{81000} = 31,1 \text{ mm}$$

$$I_u = \frac{31,1^3}{12(1-0,3^2)} = 2757 \text{ mm}^4$$

$$I_w = \frac{15^3}{12(1-0,3^2)} = 309 \text{ mm}^4$$

$$I_e = \frac{30^3}{12(1-0,3^2)} = 2472 \text{ mm}^4$$

Por tanto α_0 :

$$\alpha_0 = 1 + \frac{2 \cdot \frac{3000}{1900} + 3 \cdot \frac{2757 + 2472}{309}}{\frac{2757 + 2472}{309} + \frac{6 \cdot 1900}{3000} \left(\frac{2757 \cdot 2472}{309^2} \right)}$$

$$\alpha_0 = 1 + 0,187 = 1,187$$

$$K_{DW} = \frac{24 \cdot 210000 \cdot 309}{1,187 \cdot 1900} = 690 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$$

Tendremos :

$$\frac{2,4 \cdot 10^8 \cdot A_b}{690 \cdot 10^3 \cdot 6700} = 1500 \rightarrow A_b = 28900 \text{ mm}^2$$

Llegado este punto, resulta necesario realizar una serie de matizaciones:

- El K_D o rigidez mínima del marco no ha sido determinada por resultar despreciable frente a la rigidez dada por las diagonales.
- El área de acero necesaria para las diagonales resulta excesiva. La razón de este fenómeno estaba en la determinación de K_{DW} , y en particular, del valor de α_0 .

Si suponemos un cajón como el del ejemplo, pero con todas las chapas de espesor 15 mm (el mínimo de nuestro ejemplo, las almas), repitiendo los cálculos, obtendríamos un valor de la rigidez del cajón menor ($K_{DW} = 318 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$) como es lógico. Sin embargo, ob

tenríamos que el área necesaria para las diagonales resulta mucho menor, del orden de 13500 mm^2 , cifra que adoptaremos como área de las diagonales

Por tanto

$$\frac{K_D}{K_{ow} L_D} = 1520 > 1500$$



MINISTERIO
DE FOMENTO

CENTRO
DE PUBLICACIONES



9 788449 804908

P.V.P.: 21,04 €
(I.V.A. incluido)