

## **PRESENTACIÓN.**

Al igual que cualquier otro campo del saber, el de las estructuras metálicas comprende un conjunto heterogéneo de tecnologías, procedimientos, puntos de vista...

Una primera clasificación, familiar en nuestro País por haber sido la establecida por la normativa vigente durante muchos años, distingue entre materiales, proyecto (comprobaciones y dimensionamiento) y ejecución. En realidad, sobre cada uno de estos puntos pueden establecerse nuevas subdivisiones perfectamente razonables. Así, el proyecto de uniones responde a planteamientos muy distintos de los utilizados en el de elementos, el montaje de la estructura en obra no guarda gran relación con la fabricación en taller, ...

En realidad, esta riqueza de contenidos es parte importante del atractivo de la disciplina. Tan condicionante para el espesor del alma de una viga puede ser un complejo análisis numérico de las condiciones de estabilidad como la especificación correcta de la protección contra la corrosión.

En definitiva, la disciplina "*Estructuras Metálicas*" no es sino un punto de vista común que unifica saberes propios de campos más básicos de la ciencia. Así, de la teoría básica de estructuras toma los métodos de cálculo, especialmente aquellos relativos a los problemas de estabilidad que le son tan específicos, de la metalurgia toma las propiedades mecánicas de los materiales y su variación con los tratamientos térmicos presentes en la ejecución (soldadura), de la química los mecanismos de corrosión y la forma de controlarlos,... Profundizar en el conocimiento de un problema de estructuras metálicas implica, siempre, estudiar tales tecnologías básicas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Conforme a lo expuesto, un curso general de estructuras metálicas no debería ser más que una reinterpretación, por parte del estudiante, de los conocimientos básicos ya adquiridos, un mero ejercicio de aplicación a la realidad concreta de las ideas que ya conoce.

La realidad resulta algo más compleja simplemente porque muchos de los procedimientos básicos requieren, para poder ser aplicados, el ajuste de algunos parámetros. Así, el análisis a pandeo de una barra comprimida puede realizarse con el procedimiento general de análisis en segundo orden, pero requiere la especificación de unas imperfecciones iniciales adecuadas.

Por otra parte, algunos de los métodos básicos resultan excesivamente complejos para la aplicación cotidiana en la oficina de proyectos, siendo por tanto necesario procedimientos aproximados suficientemente simples.

Consecuentemente, un texto general de estructuras metálicas debería, en opinión de los autores:

- Hacer referencia al planteamiento básico aplicable
- Exponer los criterios de ajuste
- Desarrollar métodos aproximados de evaluación

Las presentes notas tratan de ajustarse a este planteamiento. No se pretende ninguna aportación original sino tan sólo facilitar al lector nuevos puntos de vista sobre temas ya conocidos.

**I MATERIALES Y SISTEMAS**

**I.1 INTRODUCCIÓN**

**I.2 MATERIALES**

**I.3 ALGUNOS TÓPICOS SOBRE LOS MATERIALES**

**I.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

**I.4.1 EN EDIFICACIÓN**

**I.4.2 NAVES INDUSTRIALES**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **I.1 INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se intentarán exponer algunos de los criterios que guían la selección del material y del esquema resistente más adecuado a cada construcción concreta.

En realidad, los condicionantes básicos que determinan los parámetros estructurales (material, tipo de cimentación, sistema estructural,...) son, normalmente, de carácter funcional, económico, constructivo, y muy pocas veces se basan en aspectos exclusivamente resistentes. Es por ello que el lector interesado deberá investigar en textos de más amplio alcance que el presente en busca de los métodos de evaluación que permitan la selección adecuada. En cualquier caso, tales métodos no difieren sensiblemente de los que, en general, permiten evaluar la idoneidad de cualquier propuesta, oferta, método,...

En definitiva, será el coste global de cada solución (que incluye los parciales referentes a partidas concretas -materiales, mano de obra, gastos financieros,...- pero también los de más difícil evaluación como los correspondientes a la apariencia, singularidad, mantenimiento,...) lo que determine la solución idónea.

## **I.2 MATERIALES**

En el momento de redactar el presente capítulo los materiales estructurales típicos son el hormigón armado y el acero.

En algunos casos particulares (estructuras vistas en recintos en los que se pretende crear cierta singularidad) se ha utilizado la madera laminada encolada.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La fábrica resistente de ladrillo (o de bloques de mortero) se aplica de forma intensiva en la construcción de viviendas unifamiliares, formando muros (designados como "de carga") en los que apoyan los forjados (parte horizontal de la estructura, usualmente organizada en torno a elementos resistentes de hormigón armado - muchas veces pretensado-).

Las cimentaciones se construyen, en su práctica totalidad, en hormigón armado. El acero aparece como simple armadura o como entubado de pilotes. Ello no impide el que en casos singulares, como el de los micropilotes, sea la armadura -usualmente un único redondo de gran diámetro y fabricado en acero de alto límite elástico- la que lleve toda la carga.

En edificación convencional (bloques de viviendas de hasta 12 - 15 alturas), el hormigón armado se usa de forma generalizada, tanto en el entramado resistente como en la estructura horizontal. Ocasionalmente se utilizan pilares de acero.

En edificios altos de oficinas, en los que las exigencias de flexibilidad en la distribución imponen el uso de luces importantes y los costes financieros rentabilizan el uso de materiales que faciliten la rapidez de construcción, es más frecuente el empleo de la estructura metálica, que, en ocasiones, se extiende incluso a la estructura horizontal (forjados de chapa plegada).

Las naves industriales, dominio exclusivo hasta mediados de los 70 de las celosías de perfilera metálica, se montan hoy día con elementos prefabricados de hormigón (pretensado en los elementos horizontales) en el caso de luces pequeñas y medianas, quedando el acero relegado a luces de cierta entidad.

Las instalaciones industriales (recipientes, tuberías, tolvas, estructuras de soporte de todo tipo de instalación, ...) se construyen normalmente en acero.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los puentes, y, en general, la obra civil en su más amplia acepción, utilizan el hormigón en la mayoría de los casos. No obstante, cada día es más frecuente el uso de soluciones en las que, siquiera de forma parcial, se hace uso del acero (tableros mixtos de puentes, túneles artificiales en chapa conformada, tablestacados en chapa grecada,....).

El lector habrá podido comprobar la inexistencia, en lo expuesto, de unos límites precisos de uso. Se describen tendencias muy generales (... "quedando el acero relegado a luces de cierta entidad"... ) pero sin aportar cifras concretas (¿cuantos metros de luz?). Incluso en el caso de señalar campos en los que el uso de un material es general inmediatamente se advierte acerca de la existencia de muchas y notables excepciones.

Probablemente la conclusión más realista sea admitir la inexistencia de campos exclusivos de uso de cada material. En general, parece importante recelar de los tópicos que, con carácter general y sin admitir precisión alguna, se convierten en los auténticos -e indeseables- límites al uso de un material. En el siguiente apartado se revisan algunos de tales tópicos.

### **I.3 ALGUNOS TÓPICOS SOBRE LOS MATERIALES**

**..."El mantenimiento de las estructuras metálicas es más costoso que el de las de hormigón"...**

Quienes propagan este tópico se refieren, normalmente, a la necesidad de mantenimiento de las estructuras de acero a causa de la corrosión y dan por supuesto que el hormigón no requiere atención alguna. La realidad ha demostrado en los últimos años lo erróneo de estos supuestos. Así, la corrosión ha demostrado ser básicamente el resultado de un diseño o ejecución inadecuados, con independencia del material. Una viga de hormigón armado (no digamos ya

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

pretensado) construida con escasos recubrimientos, altas relaciones agua-cemento, sobrecargada a edades tempranas,... es mucho más sensible a la corrosión que una viga armada o un perfil metálico sin protección alguna.

Por otra parte, la existencia en la actualidad de aceros de alta resistencia a la corrosión y de tratamientos protectores extraordinariamente eficaces ha minimizado los costes de conservación (lamentablemente, de un tópico se ha pasado, en algunos casos, al contrario, popularizándose el uso del acero resistente a la corrosión incluso en formas en las que no es adecuado).

**..."Las estructuras de acero son mucho más peligrosas en caso de incendio que las de hormigón"...**

El incendio ha de ser considerado como una situación más de proyecto, analizando la respuesta de la estructura y especificando, si se requiere, la protección adecuada a cada elemento.

Durante algunos años la normativa especificaba unas protecciones para los elementos metálicos que hacían poco competitiva este tipo de estructura. La reciente publicación de normas en las que se generaliza la necesidad de protección de las estructuras de hormigón (lo que requiere mayores recubrimientos y, en definitiva, más cantidad y mejor calidad del hormigón) ha situado la comparación económica en unos términos mas ajustados.

**..."La estructura metálica permite una ejecución más rápida en edificación debido al carácter industrializado de los elementos que la componen (perfiles laminados)"...**

Aunque la lógica de la afirmación es evidente, la realidad es que los dilatados plazos de entrega de los materiales dan, en demasiadas ocasiones, al traste con la afirmación.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

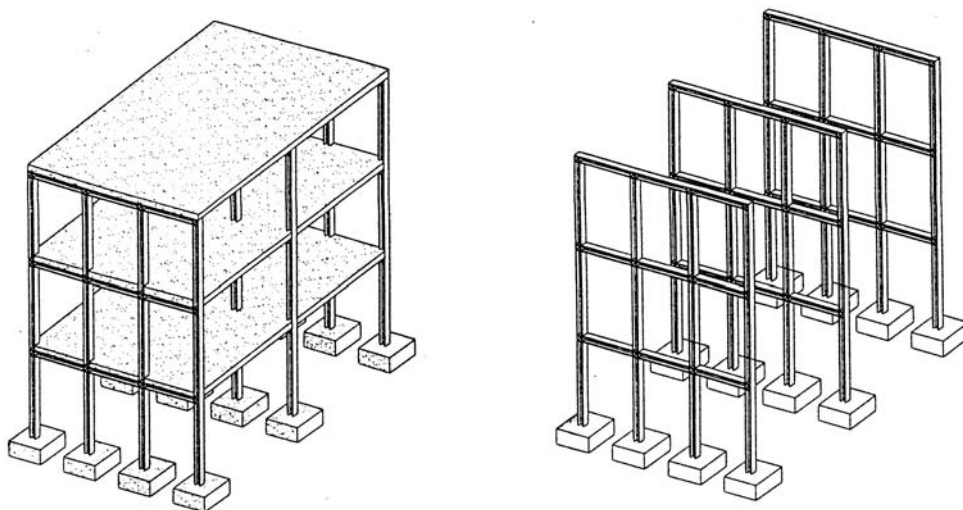
**..."La estructura metálica ahorra espacio en planta (de edificación) al permitir pilares de menor área"...**

Basta con medir el espacio que en una planta normal ocupa la estructura frente al que ocupan la albañilería, los acabados, aislamientos, servicios, etc, para comprender lo excesivo de la afirmación. Obviamente, en casos muy particulares (rehabilitaciones, reformas por cambios de uso, refuerzos, etc.) puede ocurrir que una solución "a medida" en estructura metálica permita ahorros de cierta importancia, pero ello no debería ser nunca generalizado.

## **I.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES**

### **I.4.1 En edificación**

El esquema resistente más habitual es el que hace uso de pórticos planos (figura 1) constituidos por pilares (elementos verticales) y vigas (elementos horizontales) en las que apoya la estructura horizontal o forjado.



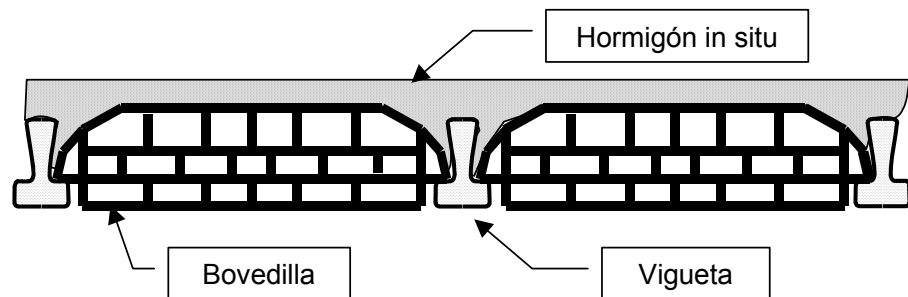
**Fig. 1. Pórticos de edificación**



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los forjados más comunes en nuestro País son los unidireccionales (designados así en virtud de su esquema resistente) de hormigón (figura 2), constituidos por viguetas prefabricadas y pretensadas de hormigón que se tienden entre las vigas de cada pórtico a distancias en torno a 70 cm. Las bovedillas, elementos también prefabricados de cerámica o mortero, se sitúan entre las viguetas. No se les considera parte del sistema estructural (aunque su colaboración a la capacidad del forjado se reconoce en algunos apartados de la normativa) y actúan como encofrado de la losa de hormigón vertida "in situ" que forma la cabeza de compresión de las vigas compuestas (hormigón prefabricado - in situ) así constituidas.

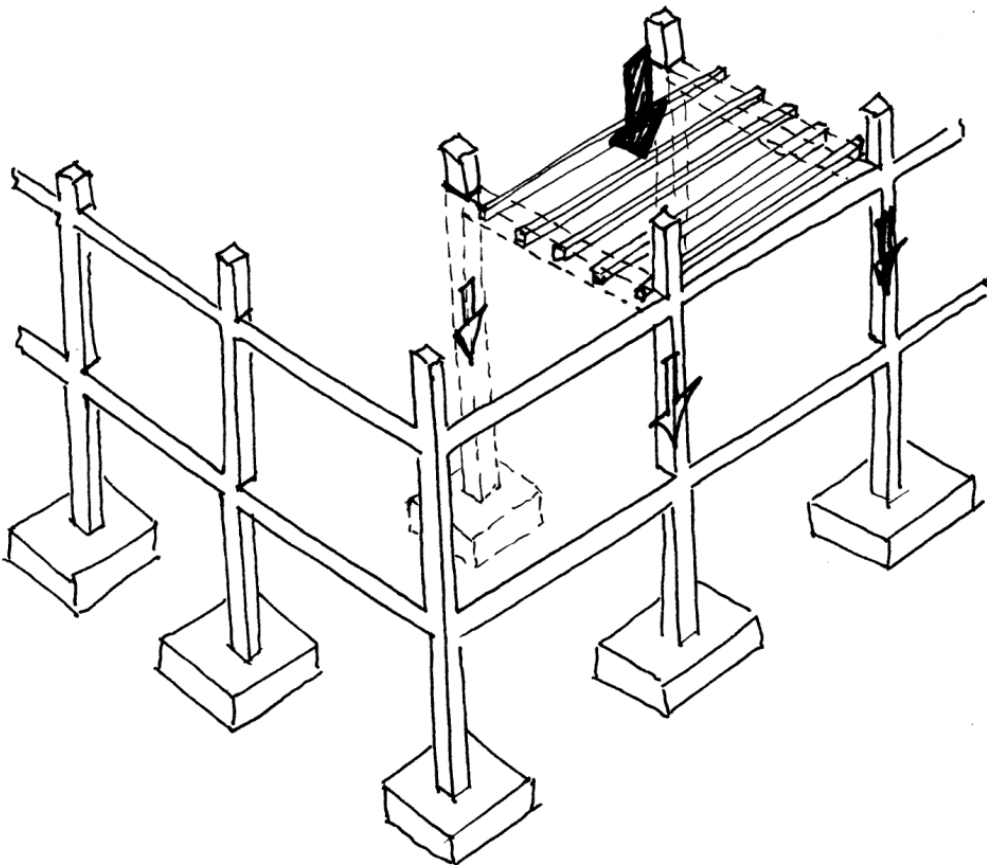
Las viguetas se llaman "semirresistentes" cuando su resistencia no es suficiente para resistir el peso del forjado (más las cargas de construcción) y requieren de la acción compuesta con el hormigón vertido in situ. En este caso es, evidentemente, necesario el uso de apuntalamientos durante la ejecución.



**Fig. 2. Forjado unidireccional**

El sistema estructural en el caso de los forjados unidireccionales es muy simple. Las cargas verticales se aplican sobre las viguetas (aunque se ejerzan sobre la bovedilla la capa de hormigón las transmite a las viguetas) que, trabajando a flexión, transmiten las reacciones a las vigas para bajarlas a la cimentación a través de los pilares.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 3. Trayectoria de las cargas gravitatorias**

Con frecuencia creciente se utilizan forjados bidireccionales de hormigón (figura 4) contruidos vertiendo el hormigón sobre casetones recuperables (bañeras de plástico que se retiran una vez haya alcanzado el hormigón la resistencia requerida) o perdidos (bloques de mortero que quedan embebidos en el hormigón). Los casetones se disponen formando una cuadrícula bidimensional a distancias en torno a los 80 cm y dejando las distancias necesarias (entre 12 y 18 cm) entre sus paredes laterales para colocar la armadura y constituir con el hormigón vertido los nervios resistentes.

Aunque en tiempos fue frecuente el uso de viguetas metálicas, el único tipo de forjado que en la actualidad se utiliza y en el que participa el acero estructural es el de chapa plegada, (figura 5) formada por una delgada (entre 0.75 y 1.2 mm

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

de espesor) chapa conformada en frío en forma que se constituye un perfil grecado capaz de soportar las cargas de ejecución y actuar, una vez que el hormigón vertido sobre ella alcanza la resistencia necesaria, como armadura del forjado mixto así formado.

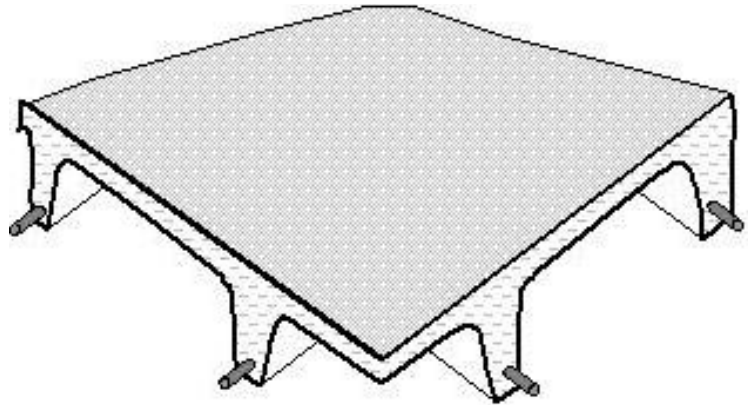
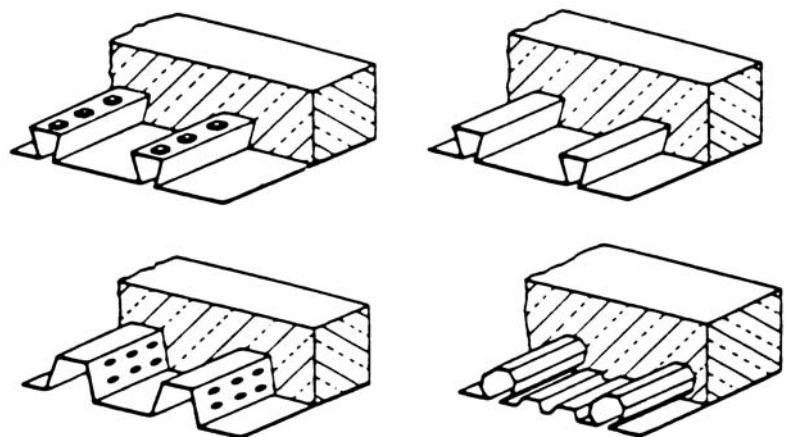


Fig. 4. Forjado bidireccional

Los pórticos llevan a la cimentación las cargas verticales inducidas en las sucesivas plantas de forjado y las horizontales contenidas en su plano y debidas a la acción del viento, sismo, etc.

Si el pórtico es de hormigón, el monolitismo de las uniones permite desarrollar un mecanismo resistente basado en la rigidez a flexión de vigas y pilares, mecanismo muy eficaz para los edificios de altura normal.



# ESTRUCTURAS METÁLICAS

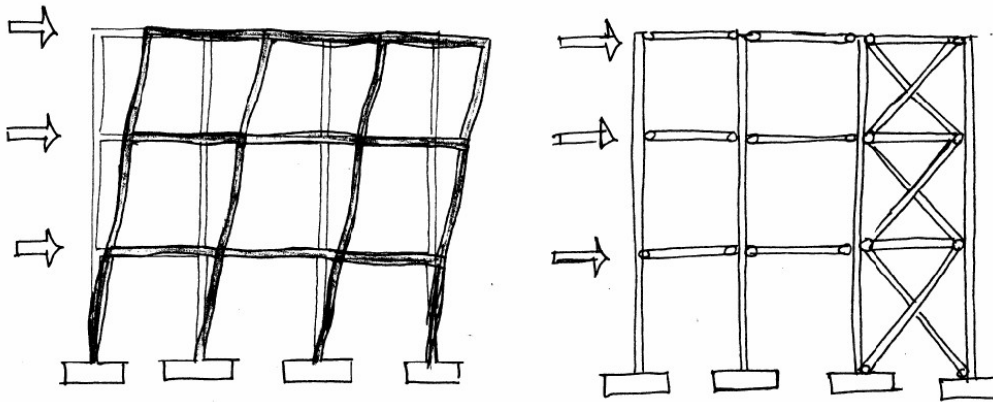


Fig. 6. Mecanismos resistentes ante acciones horizontales

Si el pórtico es metálico, la ejecución de uniones rígidas, capaces de transmitir momentos, entre vigas y pilares complica y encarece la ejecución, por lo que, normalmente, tales uniones se proyectan como "simples" (transmisoras de fuerzas pero sin rigidez a momentos). En tal caso el entramado de vigas y pilares (que ya no debería ser llamado pórtico) carece de rigidez ante acciones horizontales y es necesario disponer algún otro mecanismo resistente, que puede ser la triangulación de parte del entramado, la formación de pantallas rígidas de hormigón,... (figuras 6 y 7).

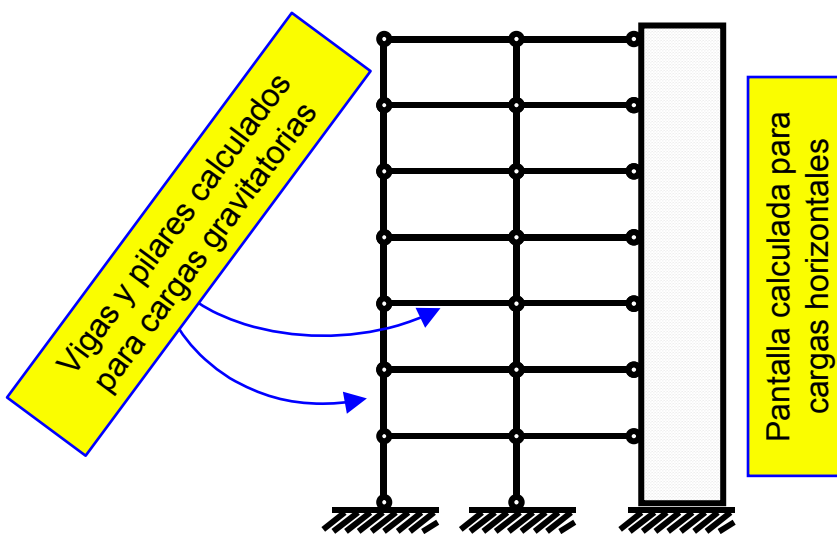


Fig. 7. Arriostramiento mediante pantallas

La rigidez de los forjados ante las acciones en su plano hace innecesario el disponer tales mecanismos en la totalidad de los entramados.

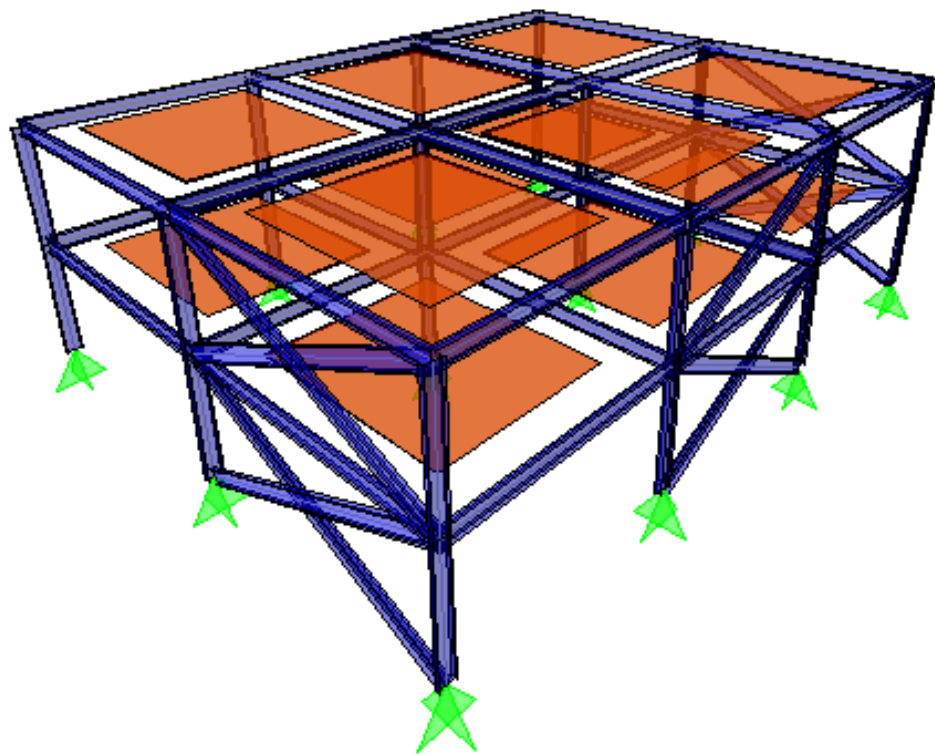
Teóricament e bastaría

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

con rigidizar únicamente dos entramados separados. En la práctica, es además evidente que la separación y la simetría de las rigidizaciones incrementa su eficacia.

Para las acciones horizontales perpendiculares al plano de los pórticos, frente a las cuales éstos carecen de rigidez, es posible reproducir los esquemas resistentes explicados. Así, si los pórticos son de hormigón, es posible hormigonar vigas de atado, que reproducen el sistema de pórticos rígidos que, en este caso, se suponen solicitados únicamente por acciones horizontales. En el caso de entramados metálicos normalmente es más eficaz reproducir los esquemas de triangulación ya explicados.

En la práctica resulta más cómodo, cuando se piensa en la resistencia frente a acciones horizontales, abandonar los esquemas planos y pensar en sistemas



**Fig. 8. Arriostramientos tridimensionales**

tridimensionales (figura 8). Considerando la rigidez en su plano de los forjados

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

será suficiente la disposición de tres pantallas o la triangulación de tres vanos con la única condición de que no sean paralelas no concurren (figura 9).

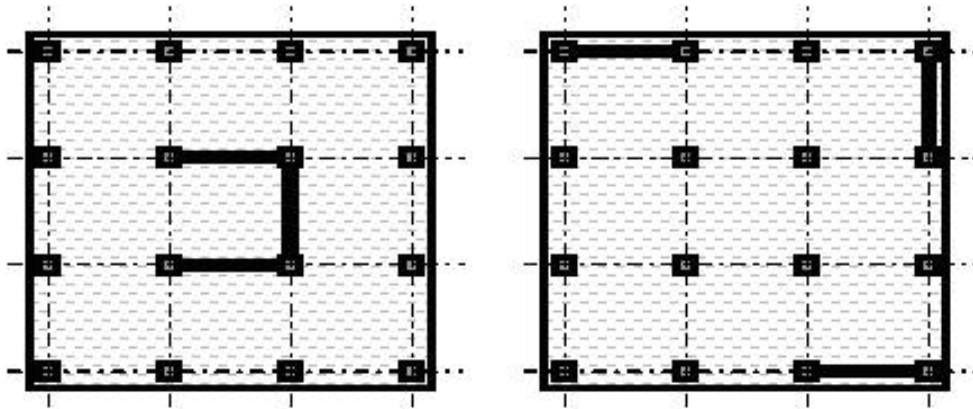


Fig. 9 Distribución de Pantallas

En naves industriales

Siguiendo la evolución de los propios sistemas productivos a los que sirven, los edificios industriales se han diversificado y tecnificado en forma tal que de la simple idea de aislar mínimamente un recinto de las condiciones de intemperie se ha pasado a esquemas complejos que responden a exigencias funcionales muy precisas. Limitando la exposición a la construcción más simple, la nave industrial entendida como el cierre de un recinto, el primero de los elementos estructurales, soporte directo de los elementos de cierre y cubrición, es la correa, viga que se tiende en dirección perpendicular a los pórticos en los que

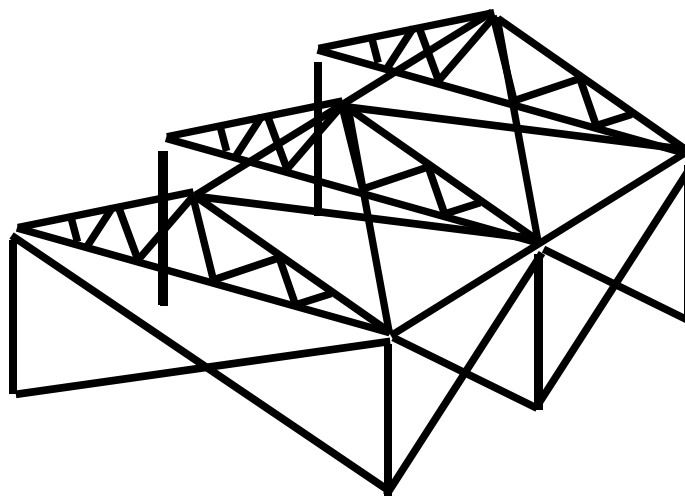
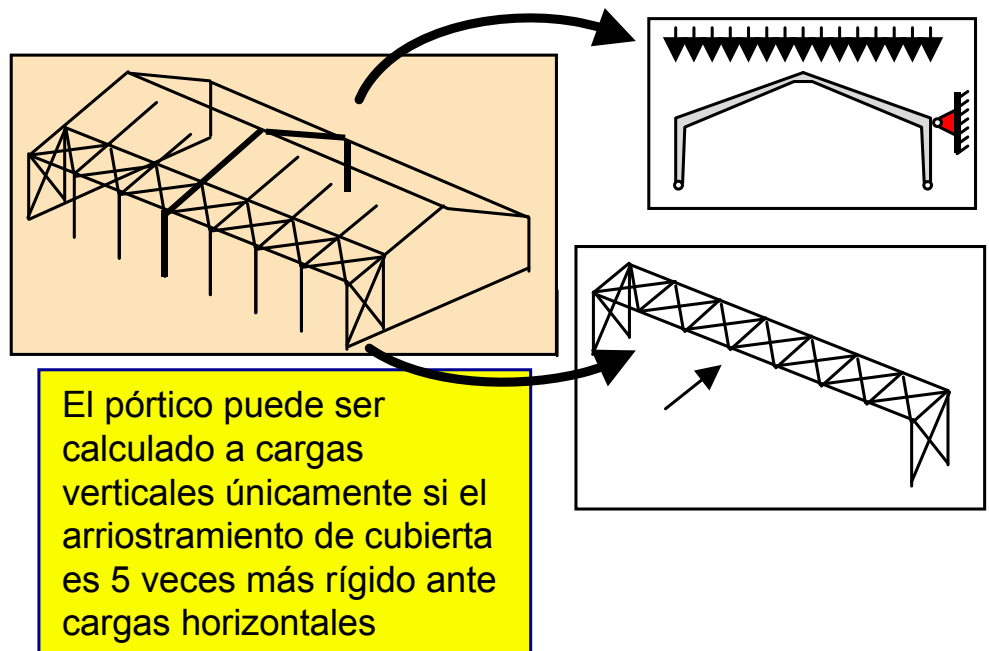


Fig. 10. Sistema estructural típico en naves industriales

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 11 Importancia de los sistemas de arriostramiento en naves**

apoya.

Como en el caso de los edificios, las fuerzas horizontales contenidas en el plano del pórtico pueden ser resistidas por la flexión de los elementos si las uniones son rígidas. Para resistir la componente normal al plano de los pórticos es usual crear vigas trianguladas uniendo dos pórticos sucesivos mediante diagonales. (figuras 10 y 11)

Cuando los pórticos se construyen en hormigón armado, los elementos (especialmente el dintel) son, normalmente, prefabricados. Dada la dificultad de formar uniones rígidas en este tipo de piezas el dintel se considera simplemente apoyado en los pilares, que deben estar empotrados en la cimentación para resistir como voladizos las cargas horizontales.

En ocasiones se hormigonan los pilares in situ y sobre ellos se apoya una viga metálica triangulada.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Cuando el pórtico completo se ejecuta en estructura metálica es frecuente el uso de soluciones continuas (nudos rígidos). En este caso podría prescindirse del empotramiento de los pilares en la cimentación, abaratándola notablemente, a costa de un mayor dimensionamiento del pórtico.



## **II MÉTODO DE PROYECTO**

### **II.1 CRITERIOS BÁSICOS DE PROYECTO**

#### **II.1.1 ANTES DE CALCULAR**

#### **II.1.2 BASES**

##### **II.1.2.1 FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN**

##### **II.1.2.2 DURABILIDAD**

##### **II.1.2.3 FUNCIONALIDAD**

##### **II.1.2.4 ROBUSTEZ**

##### **II.1.2.5 ECONOMÍA**

#### **II.1.3 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **II.2 ANTES DE CALCULAR**

Con demasiada frecuencia se presupone un esquema simple de concepción de una obra en la que el calculista se limita a dimensionar la estructura propuesta por el proyectista con la única intención de cumplir determinada normativa y, en última instancia, conseguir que se sostenga.

Un planteamiento tan cómodo (en definitiva, ése es un trabajo que podría realizar un buen programa) puede conducir a soluciones aberrantes desde cualquier otro punto de vista distinto al exclusivamente resistente. En efecto, en una estructura correctamente dimensionada los espesores de cada sección quedan, en muchas ocasiones, condicionados por la agresividad del entorno (que puede obligar a incrementos de importancia si se espera una corrosión intensa), por la disponibilidad de los materiales (el simple uso de *perfiles laminados*<sup>1</sup>, que se sirven en series discontinuas, implica que las características mecánicas de la sección elegida excederá las necesidades resistentes estrictas) o por simple economía (puede ser mas barato el empleo de secciones pesadas que la rigidización de secciones esbeltas).

En resumen, en el presente capítulo se pretende advertir al lector sobre la existencia de otros puntos de vista tan importantes como el estrictamente resistente en el que se centra el texto.

## **II.3 BASES**

En el presente apartado se relacionan algunos de los criterios a los que se aludía mas atrás.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Naturalmente, no se trata de ser exhaustivo sino, simplemente, de dejar constancia de la importancia de los puntos relacionados. En concreto, se tratarán superficialmente los siguientes puntos:

- **La estructura ha de ser fácil de construir**
- **ha de ser adecuadamente durable**
- **ha de ser funcional**
- **ha de ser robusta**
- **ha de ser económica**

### **II.3.1 FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN**

Se basa en:

#### **Simplicidad y normalización de detalles**

Algunos buenos calculistas se reconocen por sus obras a través de un catálogo de detalles de uso frecuente.

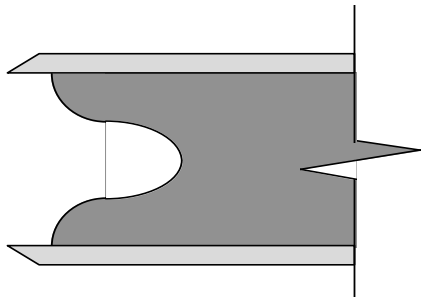
La simple elaboración de un fichero de uniones, en el que el sistema estructural adoptado y la magnitud de los esfuerzos definan una solución concreta, especificada en todos sus detalles (número y posición de tornillos, dimensiones y calidad de éstos, rebajes,...) puede suponer un ahorro considerable.

---

1 Una de las más comunes formas de uso del acero. Su descripción se puede encontrar en el Capítulo dedicado al material.

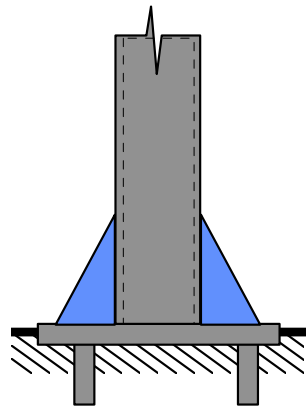
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Hoy día la informatización de todo el proceso facilita enormemente la normalización a través del uso de detalles pre-elaborados que se pegan en cada plano concreto.

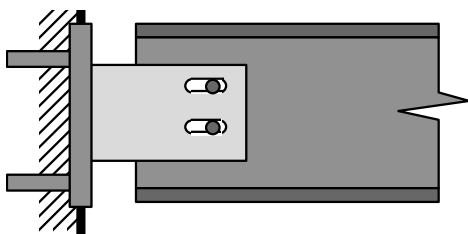


La figura adjunta muestra un ejemplo del detalle de *empalme*<sup>2</sup> de pilares

### **Consideración de las tolerancias**



Según algunos autores el mejor calculista empieza su aprendizaje en obra. Aunque puede tratarse de una opinión extrema, lo cierto es que vivir algunos de los problemas de ejecución que plantea un proyecto poco o mal desarrollado constituye una buena escuela. El caso de las tolerancias es un exponente típico: placas de base de pilares que se dimensionan estrictamente y de las que luego, y a causa de las inevitables desviaciones de ejecución, sobresale el pilar, interfases entre estructura metálica y hormigón (en la que las tolerancias son, forzosamente, mucho mas amplias),...



rasgados en la unión)

El buen proyectista debería cuidar en extremo estos puntos que pueden facilitar enormemente la ejecución (en los casos comentados bastaría con disponer placas mas amplias o agujeros

---

<sup>2</sup> Unión en prolongación de las barras que físicamente constituyen un elemento.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **Atención a los medios disponibles**

Algunos talleres y/o empresas de montaje disponen de un cuadro de soldadores homologados suficiente para afrontar con garantía la ejecución en obra de las uniones por medio de soldadura (las que se pueden ejecutar en taller son, normalmente, soldadas). Otros disponen de herramientas muy precisas de corte y taladrado que les permiten preparar de forma económica las uniones atornilladas. Un elemento tan simple condiciona en gran medida el tipo de unión a ejecutar e, incluso, indirectamente la relación entre uniones de taller y de obra y consecuentemente el proceso constructivo.

### **II.3.2 DURABILIDAD**

Algunos años atrás era comúnmente aceptado que la durabilidad de una estructura dependía, básicamente, de la calidad del mantenimiento.

Hoy en día se coincide en señalar la fase de proyecto como la más importante para la durabilidad de las estructuras. La experiencia ha demostrado que un mantenimiento nunca puede ser efectivo si no se realiza en unas condiciones mínimas de seguridad y comodidad del operario, si no se proyectan con cuidado los puntos singulares de la estructura (la corrosión no suele ser preocupante en las superficies simples, exentas, sino en las uniones, intersecciones de planos, ...).

En concreto, se hace necesario atender a los siguientes puntos:

#### **Facilidad de inspección**

En los puentes y cubiertas de alguna importancia es siempre conveniente disponer medios de acceso cómodo a todos los puntos de la estructura

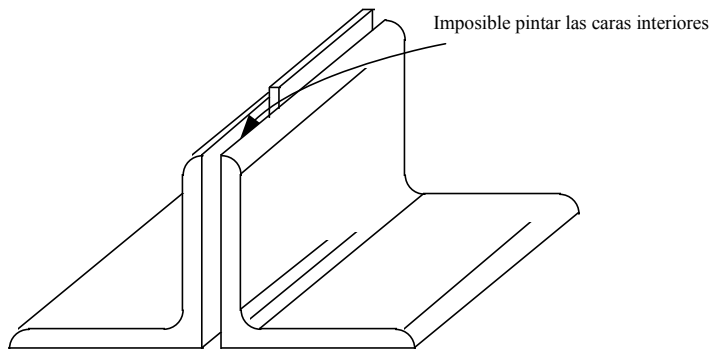
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

(escaleras, pasarelas, *pasos de hombre*<sup>3</sup>,...). En muchos casos ello ni siquiera introduce costo adicional alguno porque basta con modificar ligeramente los medios de acceso a las instalaciones (iluminación, acondicionamiento de aire,...)

Conviene que todos los elementos tengan una cierta capacidad estructural al objeto de soportar el peso de los equipos de mantenimiento)

### **Facilidad de protección y mantenimiento.**

Ha de cuidarse en extremo el uso de soluciones que puedan presentar dificultades de acceso (no ya de cara al mantenimiento o la



inspección, sino de cara a la facilidad de aplicación de la protección inicial). Un ejemplo típico lo constituyen las secciones formadas por perfiles *empesillados*<sup>4</sup> en forma discontinua (figura adjunta), en los que, inevitablemente, una de las caras no podrá ser protegida.

Otro ejemplo muy frecuente es la confianza en las secciones estancas (naturalmente, no nos referimos aquí a las secciones cerradas fabricadas

---

<sup>3</sup> Se suele llamar así a las aberturas dejadas en algún punto de secciones huecas para permitir el acceso al interior. Son típicas en las secciones cajón de puentes, en grandes secciones tubulares,...

<sup>4</sup> Unidos por chapas de pequeñas dimensiones (presillas) dispuestas a intervalos regulares

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

industrialmente -tubos, secciones huecas *conformadas*<sup>5</sup>,...- sino a las formadas mediante la soldadura en taller o en obra de chapas para formar cajones.)

Algunos proyectistas “venden” las magníficas cualidades de este tipo de secciones. Con independencia de que la estanqueidad deseada pudiera resultar contraproducente en casos extremos (la presión del aire contenido en el interior y calentado en verano puede abollar las chapas. En invierno el agua condensada puede helarse, con los efectos que cabe imaginar), no deja de ser, en nuestra experiencia, una quimera. Evidentemente, es posible construir unos pocos cajones perfectamente estancos, pero es más difícil mantener el extremo cuidado requerido cuando se trata de muchos metros de viga, o cuando los equipos de ejecución y control no son conscientes de la importancia de tal estanqueidad. Las consecuencias estructurales pueden llegar a ser graves por la sobrecarga que representa la acumulación de agua en el interior

En este sentido cabe recordar una anécdota sucedida hace algunos años en Madrid. Durante el desmontaje de un paso superior, y en el momento de levantar los tableros, las grúas fueron incapaces de mover los tramos, pese a que su capacidad había sido calculada con gran holgura. Como en el caso anterior, los tableros (formados por cajones de chapa) habían acumulado agua en su interior en cantidades tales que una vez practicados los orificios de desagüe, estuvo saliendo agua durante varios días)

### **Evitar trampas de agua y suciedad**

Cuando el agua (proveniente de la lluvia o de la simple condensación) que discurre por la estructura encuentra en su camino un obstáculo que la detiene, todas las partículas producto de la suciedad, el polvo o la propia corrosión,

---

5 Proceso de fabricación de elementos lineales que consiste en el paso de chapa de pequeño espesor por trenes de rodillos que, en frío, deforman plásticamente el material hasta darle la forma deseada.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

precipitan y, con el tiempo se acumulan. Esa suciedad constituye un peligroso foco de corrosión tanto por la humedad que acumula como por las diferencias de aireación que provoca.

### **Disponer los tornillos a las distancias normativas**

Los tornillos de una unión han de disponerse en unos márgenes concretos de distancias entre sí y al borde de las chapas que unen. Los valores mínimos de tales distancias están condicionados por la posibilidad de que las propias chapas se desgarren. Los valores máximos responden a la posibilidad de formación de aberturas en las que, por capilaridad, se introduce el agua con las consecuencias previsibles.

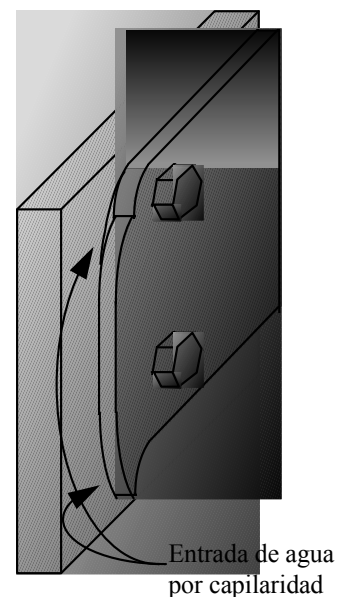
### **II.3.3 FUNCIONALIDAD**

En sus muchas formas:

#### **Flexibilidad de uso**

El resultado del dimensionamiento mezquino de una solución estructural muy específica puede resultar, a corto plazo, muy costoso.

El ejemplo mas académico quizás sea el cálculo como estructura articulada de las cerchas de cubierta. La hipótesis de cargas concentradas en los nudos obliga a disponer las correas sobre ellos a unas distancias que condicionan el tipo de cerramiento a usar. Parecería mas realista calcular a flexión los pares de forma que soportasen las cargas puntuales transmitidas por las correas en cualquier posición que éstas se dispusieran. Incluso cabría pensar en la posibilidad de sobredimensionar los citados pares (económicamente no tendría ninguna

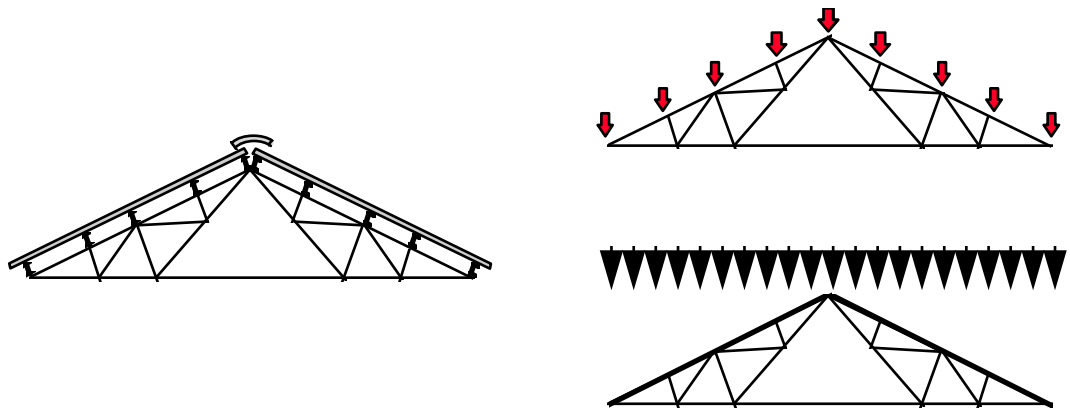




## ESTRUCTURAS METÁLICAS

repercusión) para sobrecargas uniformes de mayor valor (en previsión de que en el futuro se desee incrementar el aislamiento, colgar instalaciones,...).

Ejemplos mas cotidianos, pero no menos arriesgados, vienen dados por el uso de tipologías de arriostramiento distintas a las de la estructura principal: estructuras metálicas arriostradas por paños de cerramiento o por escaleras pueden ser perfectamente efectivas, pero siempre existe el riesgo de que cualquier reforma los elimine o modifique al no identificar correctamente su función estructural.



En ocasiones se cae en la tentación de modificar la regularidad en la distribución de los elementos de una estructura al objeto de atender necesidades arquitectónicas (o, incluso, funcionales) transitorias que luego condicionan el cambio de uso o la simple reforma de la obra.

### **Atención a las necesidades tecnológicas**

Es, por ejemplo, evidente que la nave con cubierta “clásica” a dos aguas y pendientes adecuadas ha perdido terreno frente a la cubierta “plana” con pendientes mínimas. En muchos casos ese cambio se ha efectuado manteniendo el mismo tipo de elementos de aislamiento e impermeabilización sin reparar en que las nuevas condiciones requieren modificaciones (p.e.: aumento del solape entre las chapas de cierre) del sistema o incluso el cambio total.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **Atención a las exigencias de servicio**

Normalmente éstas se refieren a las flechas y/o a las vibraciones. En estructuras metálicas de edificación no es normal la aparición de problemas a causa de la excesiva flexibilidad de la estructura. En puentes, y más frecuentemente en puentes grúa, las vibraciones pueden llegar a ser causa de molestias y, en casos extremos, dar lugar a problemas por fatiga.

## **II.3.4 ROBUSTEZ**

Criterio ciertamente abstracto que, desde un punto de vista práctico, quizás se concreta en evitar que el ahorro indiscriminado de material se convierta en un criterio básico de diseño (lo que, por otra parte, no tiene porqué resultar económico, como se indicará mas adelante). Los elementos estructurales excesivamente esbeltos pueden:

### **Dar lugar a problemas en transporte , acopio y montaje**

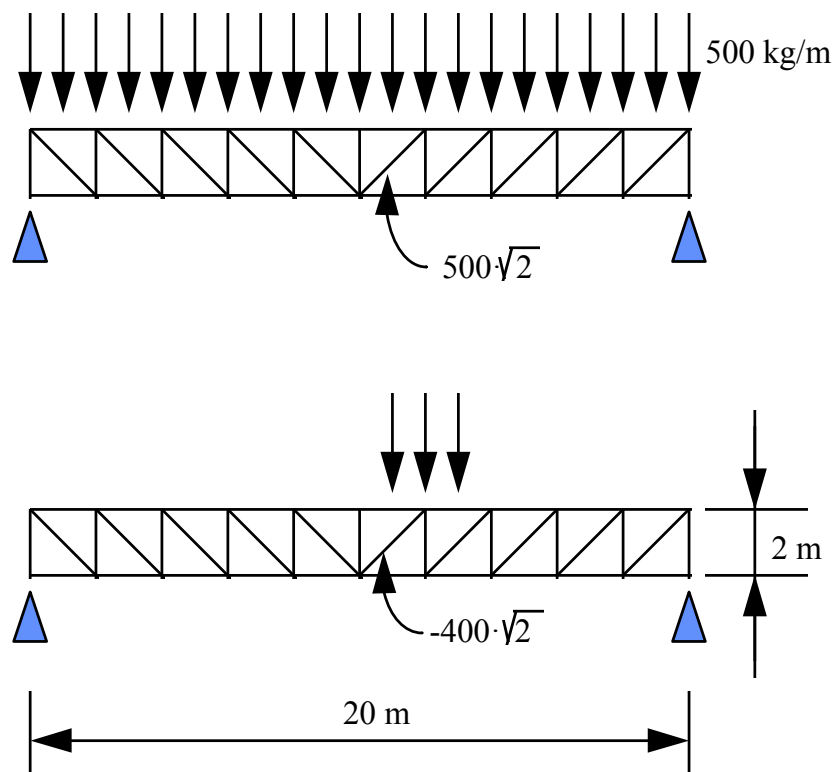
Todos los elementos estructurales deberían ser proyectados considerando las fases citadas, lo que resulta particularmente importante para ciertos tipos (por ejemplo, cerchas planas) muy resistentes y rígidos frente a las acciones de calculo (esfuerzos en su plano) pero incapaces de soportar incluso su peso propio cuando se tumban para el transporte. En otros casos (por ejemplo, estructuras mixtas, vigas arriostradas lateralmente por el forjado,...) el arriostramiento y, por tanto, la plena capacidad del sistema sólo se consigue al final de la ejecución, atravesando hasta entonces situaciones en las que aunque la sollicitación no llegue al valor de cálculo, la relación sollicitación/capacidad puede resultar mas desfavorable.

### **Resultar sensibles en exceso a acciones accidentales.**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El ejemplo clásico en este sentido es el de las pilas de los pasos sobre carreteras o ferrocarril. El dimensionamiento estricto de estos elementos para las cargas que les llegan de los tableros o del viento daría lugar a secciones tan esbeltas que el impacto de un vehículo pesado o un tren daría lugar al colapso total del sistema. Este tipo de elementos ha de ser proyectado en forma tal que ante una acción de este tipo el daño se distribuya en forma tal que nunca se llegue al colapso aunque la estructura sea irrecuperable.

Un ejemplo más próximo es el de las celosías de cubierta. Dimensionadas



frente a cargas uniformes en forma tal que todas las diagonales quedan traccionadas y las centrales soportan un axil mínimo, cuando por alguna circunstancia el sentido del axil en esos elementos se invierte (los mismos 500 kg/m del caso a actúan ahora sobre una zona limitada -caso frecuente durante

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

las operaciones de mantenimiento-) los elementos pandean inevitablemente produciendo la ruina del conjunto. En este caso concreto quitar carga es inseguro.

El caso de los arriostramientos no requiere, entendemos, excesiva explicación: un arriostramiento se dimensiona para cargas del orden del 1% de la carga del elemento arriostrado, pero su importancia es la misma ya que su fallo provoca el del conjunto.

Uno de los aspectos básicos de la pretendida *Robustez* es la ductilidad, que consiste simplemente en que el fallo se produzca de forma progresiva, acompañado de grandes deformaciones que permitan la redistribución de esfuerzos. En particular ello se consigue mediante reglas de proyecto tan simples como la que establece que las uniones, normalmente frágiles, deberían ser más resistentes que los elementos unidos.

### **II.3.5 ECONOMÍA**

Algunos proyectistas siguen considerando deseable el ahorro de “kilos de hierro” sin comprender que, en muchas ocasiones, ello repercute negativamente en el costo global de la estructura. Se pueden citar muchos ejemplos en este sentido, desde las placas base de pilares (que hace años se fabricaban con chapa de pequeño espesor y se rigidizaban mediante cartelas soldadas mientras que hoy día se prefieren de mayor espesor si ello evita la rigidización), hasta la configuración de vigas (que años atrás se reforzaban en centro de vano mediante la soldadura de platabandas prefiriéndose hoy día el empleo de perfiles más pesados), la sustitución de *vigas armadas*<sup>6</sup> por perfiles laminados comerciales, ...

---

<sup>6</sup> Las formadas por la unión (normalmente soldadura) de chapa.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En general, el aumento del coste de la mano de obra especializada sobre el de los materiales favorece el empleo de elementos en los que la repercusión de la mano de obra se minimice.

Como reglas generales (si es que en un tema tan complejo caben reglas generales) cabría, siempre con grandes reservas, citar:

### **Rapidez de ejecución**

Ha de pensarse que la rapidez de ejecución constituye hoy día un aspecto económico fundamental. A los bien conocidos y de fácil evaluación costes financieros es necesario aunar, en el caso de algunas obras públicas, el coste social y/o político que conllevan, el desgaste ocasionado por las molestias y peligros que su ejecución conlleva, etc. El tema llega a extremos tales que, como criterio de adjudicación, en ocasiones se valora tanto el plazo como el coste.

### **Normalización de operaciones y componentes**

Las ventajas económicas de la normalización son tan claras que no es preciso insistir. La aplicación práctica de tan abstracto aserto ya no es tan clara: aún es frecuente encontrar en algunas obras tornillería de muy diferentes calidades y geometrías (lo que induce equivocaciones y pérdidas de tiempo en la selección del tornillo adecuado a cada unión), procesos de montaje distintos para elementos idénticos,...

### **Industrialización**

Que, en estructura metálica, se traduce en el uso de elementos prefabricados en grandes series industriales (paneles de cerramiento, chapas de forjado mixto,

..

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **Simulación de procesos**

El mundo de la estructura metálica evoluciona en forma tal que no siempre es posible avanzar o desestimar soluciones concretas en base a la experiencia acumulada. Normalmente la simulación (para lo que la simple hoja de cálculo constituye la herramienta mas poderosa) numérica de todo el proceso junto con una estimación realista de los costes de cada partida constituyen la única alternativa

## **Coste global**

En la simulación descrita en el anterior apartado es siempre necesaria la consideración honesta de todos los costes que intervienen en el proceso (construcción + mantenimiento + funcionalidad).

## **II.3.6 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

**TOMO 3 DEL PRONTUARIO DE ENSIDESA:** "Protección anticorrosiva, Fabricación y Montaje"

**STEEL DETAILERS' MANUAL.** A. Hayward, F. Weare. Ed. BSP 1989

**GUÍA PRÁCTICA DE LA CONSTRUCCIÓN METÁLICA.** R. Daussy Ed. Blume 1972

**IABSE SYMPOSIUM LISBON 1989** "Durability of Structures"

**STRUCTURAL STEEL DESIGN.** Dowling; Knowles; Owens, Ed. Butterworths.  
*Capítulos 7, 14, 15*

## **II.3.6.1.1 BASES DE CÁLCULO**

1. INTRODUCCIÓN.
2. NORMAS Y PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO
  - 2.1. MÉTODO GENERAL DE COMPROBACIÓN
  - 2.2. COMPROBACIONES DE FUNCIONALIDAD Y DE SEGURIDAD
3. FORMATOS DE COMPROBACIÓN
  - 3.1. TENSIONES ADMISIBLES
  - 3.2. COEFICIENTES PARCIALES
4. EL FORMATO DE COMPROBACIÓN DEL EUROCÓDIGO
5. BASES DE LOS METODOS DE COMPROBACIÓN
6. TENDENCIAS NORMATIVAS

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## III BASES DE CÁLCULO

### III.1 INTRODUCCIÓN.

El objetivo último de cualquier comprobación de cálculo, con independencia del método empleado, es asegurar la utilidad y la seguridad de una estructura. Precisar el significado de tales términos es el objetivo del presente capítulo.

Durante muchos siglos los principios que guiaban el dimensionamiento de las estructuras se expresaron en términos puramente geométricos, desarrollados a partir de la investigación en modelos reales. La construcción de las catedrales medievales fue el resultado de un continuo proceso evolutivo alimentado por los errores (deformaciones de los arcos, fisuras en muros, colapsos completos,...) y que progresaba gracias a la acumulación y a la transmisión entre los maestros de reglas que se expresaban en términos puramente geométricos (relación entre la flecha y la

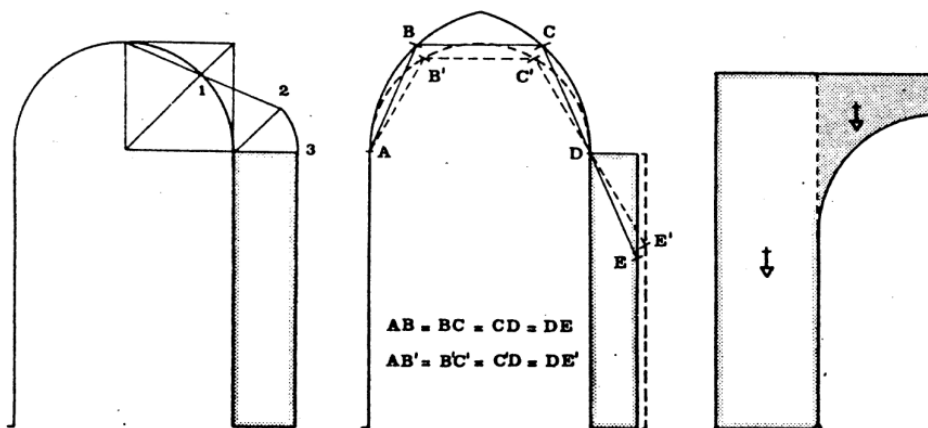


Fig. 1: Reglas de proyecto expresadas como relaciones geométricas



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

luz de los arcos, entre la altura del contrafuerte y el volumen del pináculo, ...).

Tuvieron que transcurrir muchos siglos hasta que las reglas constructivas se expresaran en términos más ajustados (tensiones, deformaciones, criterios de plastificación,...) y, aún hoy día, las normativas aparecen plagadas de expresiones puramente geométricas (así, y como se verá más adelante, la primera y más básica clasificación de una sección previa al cálculo de su capacidad se hace, en las normas más evolucionadas, en función de su geometría). En la actualidad se dispone ya de un procedimiento sistemático de comprobación, recogido en la correspondiente Normativa de aplicación prácticamente Universal, y cuya descripción es objeto del presente capítulo.

Formalmente se presentarán en primer lugar las normativas aplicables en nuestro País indicando la metodología que siguen y el tipo de comprobaciones que se realizan. A continuación se analiza con algún detalle el formato de comprobación y, por último, se describen de forma muy superficial las bases teóricas que sustentan el citado formato. El capítulo se cierra con la exposición de algunas hipótesis acerca de la evolución previsible de los reglamentos.

### **III.2 NORMAS Y PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO**

En España, y dentro del campo de las estructuras metálicas, cabe citar la em.62 como la primera instrucción (no de obligado cumplimiento) publicada. Redactada por un comité de expertos agrupados en torno al Instituto Torroja, nunca se llegó a publicar como norma oficial, aunque en sucesivas reediciones, y, sobre todo, como germen de la M.V. 103 “Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación”, promulgada en 1973 (la cual traslada artículos completos) mantiene su influencia hasta la actualidad.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las normas M.V., que deben su nombre a haber sido promulgadas por el hoy inexistente Ministerio de la Vivienda, surgen en la década de los 60 y primeros 70, y se mantienen en vigor hasta la promulgación, en 1995<sup>7</sup> de la NBE - E.A.95 (Norma Básica de la Edificación: Estructuras de Acero), que refunde aquellas en una única publicación. La designación de aquellas consta de las siglas MV y un número que distingue su alcance. Al final del capítulo se relacionan.

Es interesante constatar la lenta evolución de la normativa Española, que contiene planteamientos propios de los años 60 e, incluso, mantiene desde entonces inalterada la redacción de artículos completos.

En el futuro próximo cabe esperar que las normas propias de cada uno de los Países que integran la Comunidad Europea, y, consecuentemente, España, sean desplazadas por la normativa común desarrollada en los últimos años. Estos códigos se llaman Eurocódigos y se encuentran, en sus partes básicas, en fase de aprobación como normas. Se relacionan al final del capítulo.

El Eurocódigo específico de estructuras metálicas es el número 3. El número 1 se refiere a las bases de proyecto y acciones.

### **III.2.1 MÉTODO GENERAL DE COMPROBACIÓN**

Aunque los procedimientos de cálculo "modernos" conservan reglas de tipo geométrico, las prescriben en forma muy concreta y sólo para evitar análisis específicos complicados. El enunciado general consiste en:

---

<sup>7</sup> En realidad, la primera de todas ellas, la M.V. 101, que se refiere a las acciones sobre las edificaciones, fue ya editada en 1988 como Norma Básica de la Edificación con el nombre "Acciones en la edificación N.B.E. A.E. 88"

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- La definición de un **conjunto de acciones** (cargas, temperaturas, desplazamientos) frente a las que se ha de comprobar la seguridad de la estructura.
- Los **criterios de aceptación**

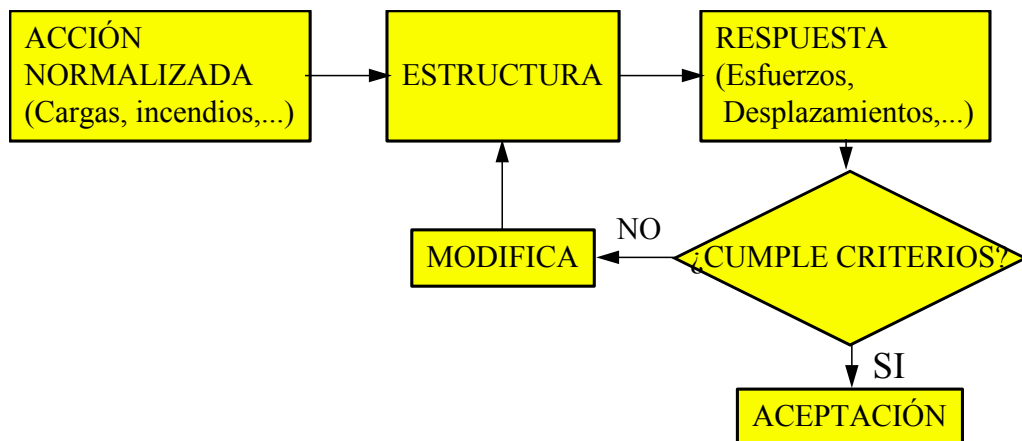


Fig. 2 Formato de comprobación

- Los **métodos de cálculo** que, en base a las ideas clásicas de resistencia de materiales y análisis estructural, permiten la citada comprobación.

Conceptualmente, el método no difiere en nada del de cualquier ensayo de certificación. A modo de ejemplo, para certificar el grado de su acero un fabricante somete a una acción normalizada (el impacto de la maza Charpy) una probeta elaborada y ensayada mediante procedimientos claramente especificados y el resultado del ensayo ha de alcanzar un valor superior a un umbral normalizado (27 Julios).

### III.2.2 COMPROBACIONES DE FUNCIONALIDAD Y DE SEGURIDAD

Básicamente se distinguen dos tipos de comprobaciones; las relativas a los desplazamientos, vibraciones, y, en general, los aspectos que influyen en que una estructura resulte útil, y las relativas a la resistencia, estabilidad, etc,

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

aspectos todos ellos relacionados con el colapso de parte o de toda la estructura. La distinción no es ociosa por cuanto que se realiza para distintos tipos de cargas (por ejemplo: normalmente no se comprueban los desplazamientos debidos al impacto de un vehículo contra la pila de un puente; tan sólo se comprueba que el puente no colapse -aunque después haya que tirarlo por haber resultado muy dañada-), y utilizando distintos métodos de cálculo (como se verá mas adelante es habitual emplear métodos de análisis basados en comportamiento elástico y lineal del material cuando se calculan los desplazamientos y, sin embargo, métodos de análisis límite<sup>8</sup> al comprobar el colapso de la estructura).

Según la terminología empleada en las normativas actuales las comprobaciones relativas a ambos aspectos se designan como de **estados límites**, distinguiendo **entre estados límites de servicio y estados límites últimos**.

Los estados límites de servicio son, conforme al E.C. 0, los referidos a los desplazamientos y a las vibraciones. En la norma Española no se hace referencia más que a los desplazamientos.

Los estados límites últimos son los que suponen el colapso de parte o la totalidad de la estructura, la rotura de elementos resistentes fundamentales, y, en general, aquellos que producen situaciones de peligro para personas.

### III.3 FORMATOS DE COMPROBACIÓN

Tanto las comprobaciones relativas a estados límites de servicio como a estados límites últimos se desarrollan en todas las normas modernas siguiendo un formato designado como **de Coeficientes Parciales**, cuya descripción se aborda en el

---

<sup>88</sup> Métodos de análisis límite: Basados en el uso de alguno de los teoremas de límite, superior o inferior.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

presente apartado. Previamente se hace una somera referencia al más antiguo formato de **Tensiones admisibles** con el único objetivo de establecer alguna referencia (por otra parte, este es un formato que aún se utiliza con frecuencia en ingeniería mecánica, lo que añade utilidad a su descripción).

### III.3.1 TENSIONES ADMISIBLES

El criterio de aceptación de las normas em.62 en las comprobaciones de seguridad se expresaba en función de las tensiones.

El calculista obtenía, para diversas hipótesis de combinación de carga (por ejemplo, peso propio, nieve y viento actuando conjuntamente) las tensiones de comparación (conforme al criterio de Von-Mises) en todos los puntos de la estructura, comprobando entonces que en ninguno de ellos se supera un valor, denominado admisible, resultado de dividir la tensión de límite elástico por un coeficiente, que normalmente se nota  $\gamma$ , cuyo valor es único e independiente de la combinación de cargas considerada.

$$\sigma \leq f_y / \gamma \quad [1]$$

El procedimiento general se complementa con el cálculo de algunas flechas, como única comprobación de funcionalidad.

En algunas ocasiones se ha generalizado el formato de manera que la desigualdad [1] ya no se establece entre tensiones sino entre esfuerzos y capacidades (por ejemplo: entre el flector que actúa sobre una sección y su capacidad a flexión). Pese a ello se mantiene la designación porque el aspecto distintivo del método es la existencia de un único factor  $\gamma$ , designado muchas veces como **coeficiente de seguridad**.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## III.3.2 COEFICIENTES PARCIALES

El método de tensiones admisibles se formula en forma simple e intuitiva, pero presenta algunos inconvenientes:

- Cuando el criterio de aceptación se formula en tensiones obliga a auténticos artificios al considerar situaciones de fallo en las que los realmente determinantes son los esfuerzos sobre la sección (capacidad de secciones compactas, abolladura de chapas,...), elementos (pandeo, vuelco,...) o, incluso, la estructura en su conjunto (inestabilidad global). Esto es particularmente claro en las estructuras de hormigón armado, en las que la tensión en un punto no tiene ningún significado. Naturalmente, ello impide cualquier tipo de cálculo de la capacidad de la sección en régimen plástico.
- El especificar un único coeficiente de seguridad global conlleva algunos problemas:
  - Si la relación entre la acción (carga, por ejemplo) y el efecto que produce

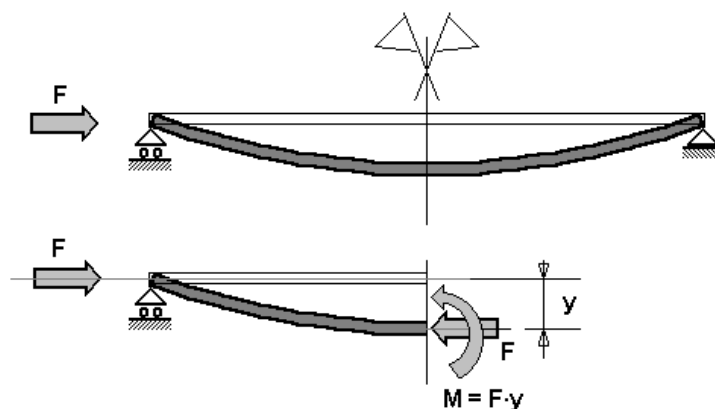


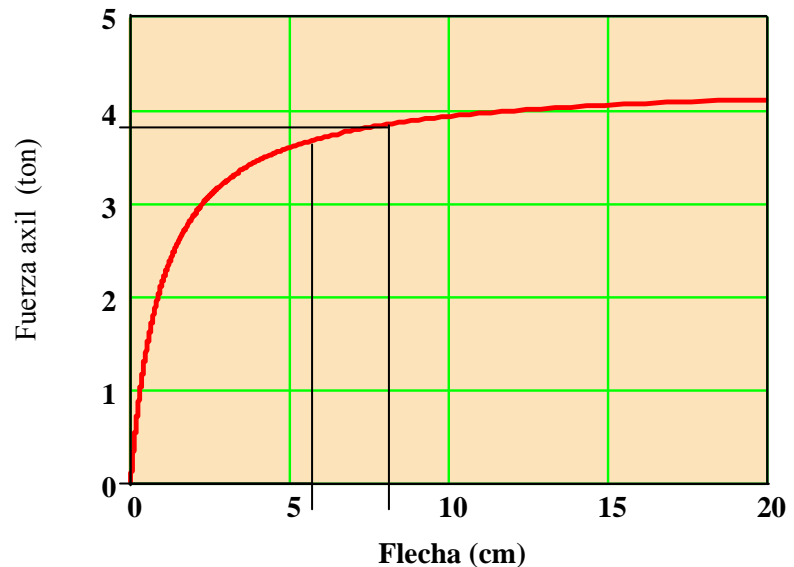
Fig. 3. Pandeo clásico de barras

(la tensión, en este caso), no es lineal, el coeficiente  $\square$  no responde a la

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

auténtica fiabilidad de la estructura, esto es, la relación entre la carga que produce tensiones de límite elástico y la actual. En efecto, de permitir un análisis no lineal resultaría que una tensión  $\square\square$  veces inferior a la de límite elástico podría implicar unas cargas tan solo ligeramente inferiores las que producen tensiones de límite elástico.

La figura 3 muestra el efecto considerado. El pandeo de una barra surge, como es bien sabido, al considerar las imperfecciones de su directriz, que hacen que en cada sección actúe un momento flector de valor igual al



**Fig. 4. Relación Axil-Momento**

producto del axil por la flecha en cada punto. La relación entre el axil y el momento flector tiene la forma que muestra la figura 4. Se comprueba en ella que el valor del axil que produce la tensión de diseño (la de límite elástico dividida por un coeficiente de seguridad de valor 1.5) es tan sólo un 4% inferior al que produce la tensión de límite elástico.

- El que el valor de tal coeficiente de seguridad sea independiente de la combinación de cargas y del tipo de fallo considerado contradice cualquier

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

teoría moderna de fiabilidad. En efecto, ello supondría que la distribución de cada carga (en el sentido estadístico del término, esto es, la función de distribución de la variable aleatoria que representa cada carga) es idéntica a la de todas las demás.

En un intento de superar estos inconvenientes se formuló un planteamiento designado como "de coeficientes parciales".<sup>9</sup>

En principio las bases son simples:

- Se define un conjunto de acciones sobre la estructura.
- Se postulan diferentes hipótesis de cálculo, correspondientes a **situaciones de riesgo (situación de proyecto**, según la semántica del Eurocódigo 1) y caracterizadas por la actuación simultánea de distintas cargas (**hipótesis de carga**). El reflejo numérico de cada hipótesis se **llama combinación de acciones**, simple combinación lineal de los valores numéricos de varias cargas establecida con criterios estadísticos.
- A partir de cada una de las antedichas combinaciones de acciones se obtienen los efectos que inducen en la estructura (normalmente esfuerzos y desplazamientos, pero también, en ocasiones, tensiones, deformaciones,...).
- Cada uno de dichos efectos se compara con la capacidad de la estructura en relación al efecto correspondiente. Tal capacidad será siempre la que

---

<sup>9</sup> En realidad no es claro que el método, en su formulación habitual, supere tales inconvenientes. De hecho, las hipótesis simplificadoras introducidas al objeto de permitir una aplicación sencilla conducen en muchos casos a expresiones formales no muy diferentes de las que predica el formato de tensiones admisibles.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

resulta de dividir un valor representativo de la variable que la modeliza (valor medio, característico, etc...) por un coeficiente de minoración.

En lo que sigue se describe con algún detalle el planteamiento del método en lo que se refiere a los valores de las cargas, las combinaciones, comprobaciones a efectuar y el criterio de aceptación.

### **III.3.2.1 ACCIONES**

Cualquier fuerza o desplazamiento aplicado a la estructura. Las acciones se clasifican, según el E.C. 3 según:

- Su variación en el tiempo:
  - **Permanentes.** Actuarán en cualquier hipótesis de carga debido a la continuidad en el tiempo de su actuación (peso propio, cargas muertas - solado en edificación, capa de rodadura y aceras en puentes-, incrementos térmicos, asientos...). Se suelen designar con la letra G.
  - **Variables.** (Sobrecargas de uso en edificación, carro en puentes,...). Se suelen designar con la letra Q.
  - **Accidentales** (terremoto en edificación, impacto de vehículos en puentes,...) Se suelen designar con la letra A.
  
- Su variación en el espacio:
  - **Fijas** (peso propio)
  - **Libres** (carro en un puente)

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las acciones se introducen en el cálculo mediante valores numéricos que se designan como **representativos** (siempre según la terminología del Eurocódigo 1) y que representan un percentil concreto de la función de densidad de probabilidad de la variable aleatoria que identifica la acción. Aunque se parte de la base de que cualquier acción tiene un carácter aleatorio y que, en consecuencia, sólo queda completamente definida por su función de densidad de probabilidad, en la práctica se admite el uso de un único parámetro de la función. El más usado de los valores representativos de una acción es el **valor característico**. Para las acciones gravitatorias (peso propio de la estructura y de los elementos dispuestos sobre ella que no tienen carácter resistente) se suele definir como el que coincide con el valor medio de la variable. Para las acciones variables se considera normalmente el percentil del 95% (el valor que tiene una probabilidad del 5% de no ser superado en la vida útil de una estructura). Naturalmente, su definición numérica requiere la de la citada **vida útil**, entendida como el tiempo en que la estructura será utilizada sin requerir reparaciones importantes.

En el caso de las acciones variables se definen además los siguientes valores:

- **Valor de combinación.** Es aquél que se utiliza en las combinaciones de carga para tener en cuenta la reducción de probabilidad que implica la hipótesis de actuación simultánea de cargas independientes en sus valores máximos.
- **Valor frecuente.** El que se presenta durante un periodo de tiempo limitado respecto al de vida útil de la estructura (o, lo que es equivalente, tiene un período de retorno limitado).
- **Valor quasi-permanente.** El que se presenta durante un periodo de tiempo importante respecto al de vida útil de la estructura (o, lo que es equivalente, tiene un período de retorno corto).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El producto del valor de cualquier acción por su coeficiente de mayoración se designa como **valor de cálculo** (ponderado, según la E.A.95).

Analíticamente lo anterior se expresa como:

$$F_{di} = \gamma_i \cdot \psi_i \cdot F_i \quad [2]$$

Donde :  $F_i$  Valor característico de una acción independiente.

$\psi_i \cdot \Phi_i$  : Valor de combinación de la misma acción

$\gamma_i \cdot \psi_i \cdot F_i$  : Valor de cálculo.

El coeficiente  $\gamma_i$ , usualmente llamado de mayoración, es normalmente igual o superior a la unidad y su valor concreto dependería, en teoría, de la distribución de la variable

asociada

Evidentemente,

depende también

del tipo de

comprobación

que se está

efectuando. En

estado límite

último tal valor es

mas alto, como corresponde a una menor probabilidad de ocurrencia de la carga.

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Viviendas</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Oficinas</b>	0.7	0.5	0.3
<b>Edif. Publicos</b>	0.7	0.7	0.6
<b>Uso Comercial</b>	0.7	0.7	0.6
<b>Almacenes</b>	1.0	0.9	0.8

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El coeficiente  $\psi_i$  se designa como **de combinación**. En la tabla adjunta se muestran algunos de los valores prescritos por el Eurocódigo 1 para edificios.

### III.3.2.2 COMBINACIONES

Constituyen la expresión numérica de las hipótesis de carga que pueden afectar a la estructura durante su vida útil. El proyectista debe decidir (y está obligado a hacerlo constar en la documentación de proyecto) el conjunto de acciones que producen el efecto pésimo sobre cada uno de los elementos estructurales y comprobar que éstos los soportan con una probabilidad razonablemente elevada. Como requisitos mínimos las normas plantean unas situaciones de proyecto concretas, caracterizadas por la actuación simultánea de las cargas permanentes y una o mas cargas variables. Estas combinaciones se establecen tanto para las situaciones de servicio como para las de estado límite último.

Analíticamente son la simple sumatoria de los valores de proyecto de la cargas que conforman cada hipótesis de carga.

$$\Sigma F_{di} = \Sigma (\gamma_i \cdot \psi_i \cdot F_i) \quad [3]$$

### III.3.2.3 RESISTENCIAS

Las resistencias de cada parte o de la estructura en su conjunto se obtienen, en el método de los coeficientes parciales, de manera similar a aquella en la que se determinan los efectos de las acciones (evidentemente, en sentido opuesto -los coeficientes, en este caso, dividen-).

La relación de dependencia suele adoptar alguna de las formas siguientes:

$$R_d = R \left( \frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom} \right) \quad [4]$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$R_d = \frac{R(X_k, a_{nom})}{\gamma_R} \quad [5]$$

$$R_d = \frac{R\left(\frac{X_k}{\gamma_m}, a_{nom}\right)}{\gamma_{rd}} \quad [6]$$

Donde :  $X_k$ : Valor característico de una propiedad del material

$\gamma_m$ : Coeficiente de minoración del material

$a_{nom}$ : Valor nominal de la dimensión

En estructuras metálicas es usual simplificar las anteriores expresiones a:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad [7]$$

### III.3.2.4 COMPROBACIONES

Destinadas a minimizar la probabilidad de que, en cualquier hipótesis de carga los efectos de las acciones sobre cada uno de los elementos de la estructura o sobre su conjunto supere a la capacidad correspondiente.

Analíticamente se expresa mediante la relación:

$$E_d \leq R_d \quad [8]$$

Donde :  $E_d$ : Valor de cálculo de los efectos de las acciones combinadas

$R_d$ : Valor de de cálculo de la resistencia

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## III.4 EL FORMATO DE COMPROBACIÓN DEL EUROCÓDIGO

El Eurocódigo<sup>10</sup> aplica directamente el formato de coeficientes parciales.

Se supone una vida útil de la estructura que varía desde 1 a 100 años (1 a 5 para las temporales, 25 para las partes reemplazables de la estructura, 50 para los edificios y estructuras habituales y 100 para puentes, estructuras monumentales y obras civiles)

En servicio prescribe las siguientes combinaciones :

- Combinación poco frecuente.

Se emplea en los estados límites relativos a desplazamientos. Su período de retorno es, aproximadamente, un año. Su expresión analítica es:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

Se emplea en los estados límites relativos a vibraciones. Su período de retorno es, aproximadamente, una semana. Su expresión analítica es:

$$\sum_j G_{k,j} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación quasi-permanente :

---

10 Tanto el 1 como el 3

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

En estado límite último se consideran las siguientes combinaciones :

- Situación fundamental:

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situación accidental:

$$\sum_j \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Los valores de los coeficientes de combinación vienen dados por el Eurocódigo de acciones. En general, su valor es 1.35 para las acciones permanentes y 1.5 para las variables.

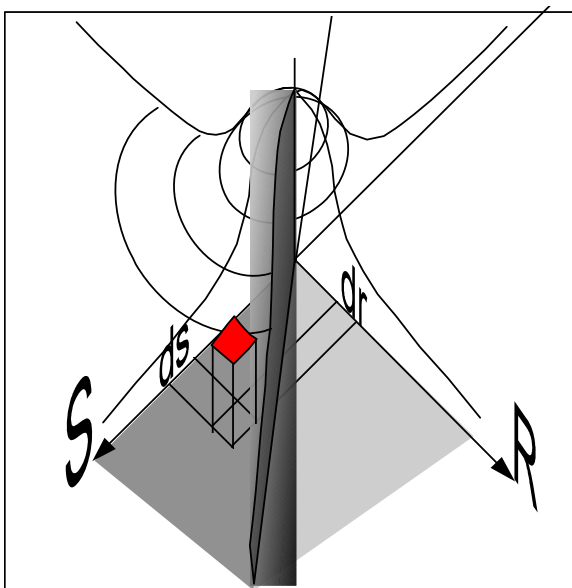
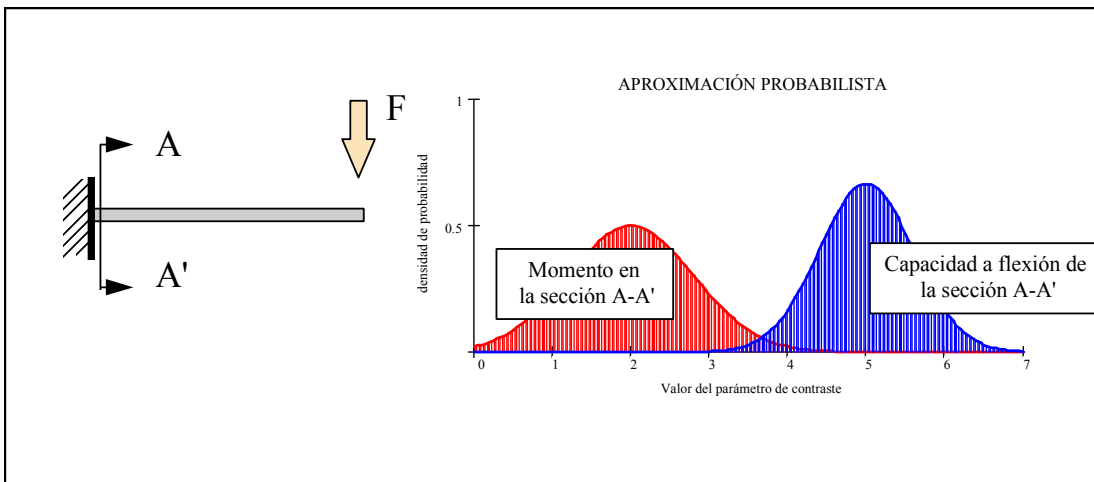
### **III.5 BASES DE LOS METODOS DE COMPROBACIÓN**

Los primeros métodos utilizados en la comprobación de estructural partían de un planteamiento determinista (tanto las acciones como las características mecánicas se suponían representadas por variables simples - no aleatorias-).

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Es evidente la simplificación extrema que supone tal hipótesis, justificable tan sólo en virtud de la facilidad que se introduce. Evidentemente, cualquier planteamiento realista del problema ha de ser estadístico. Tanto las acciones como las resistencias se representan mediante distribuciones de probabilidad y la seguridad queda limitada a la simple definición de una probabilidad de fallo.

Puede ser útil plantear una situación simple. En el voladizo de la figura adjunta los



efectos de las acciones (momento en la sección AA') se representan por una variable Gaussiana, que se designará como  $S$ , de media 2 y desviación típica 0.8. Al objeto de mantener la simplicidad del planteamiento se asume que tal variable ha sido obtenida mediante una relación lineal a partir de la que define la fuerza  $F$ .



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La resistencia, representada por una variable también Gaussiana designada como R y obtenida igualmente a partir de la distribución de las características mecánicas del material a través de una relación lineal (función de las dimensiones nominales de la

$$f_r = \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_R}} \cdot e^{-\frac{(t-m_R)^2}{2 \cdot \sigma_R}}$$

sección), es una campana de media 5 y desviación 0.6.

La probabilidad de fallo se puede obtener integrando la función de densidad de probabilidad de la variable bidimensional (S, R) en la zona en que  $S > R$ :

$$\int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_{-\infty}^s f_{r,s}(r,s) \cdot dr \right] \cdot ds$$

Si las variables son independientes la función de densidad de probabilidad conjunta es el producto de las de cada variable y entonces la integral buscada es muy simple:

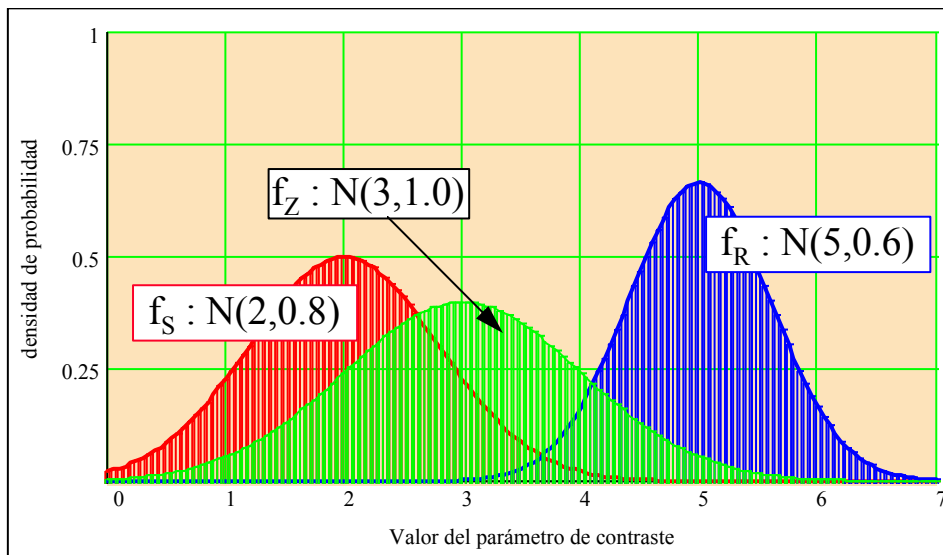
$$\begin{aligned} \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_{-\infty}^s f_{r,s}(r,s) \cdot dr \right] \cdot ds &= \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_{-\infty}^s f_r(r) \cdot f_s(s) \cdot dr \right] \cdot ds = \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} \left[ \int_{-\infty}^s f_r(r) \cdot dr \right] \cdot f_s(s) \cdot ds = \int_{-\infty}^{\infty} F_r(s) \cdot f_s(s) \cdot ds \end{aligned}$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

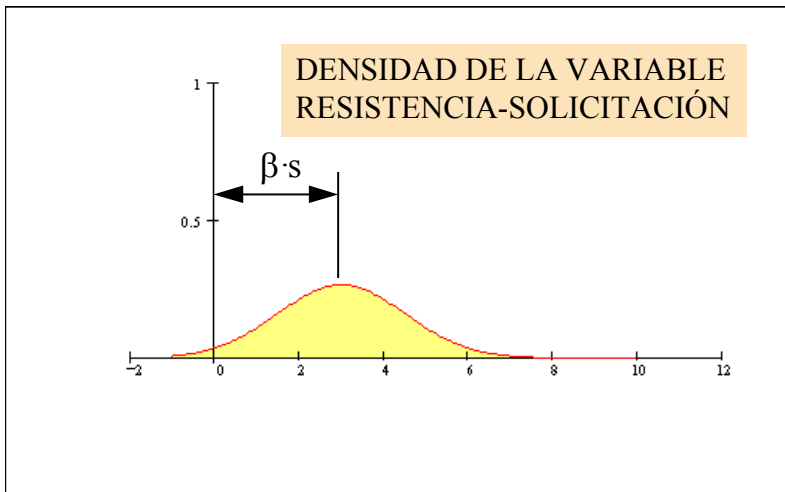
En el caso considerado :

$$\int_{-\infty}^{\infty} F_r(s) \cdot f_s(s) \cdot ds = 0.135\%$$

En ocasiones resulta más intuitivo definir la variable R-S (que, en virtud de las distribuciones gaussianas tiene la diferencia entre las de cada variable y por desviación la media geométrica) y obtener la probabilidad de fallo como la unidad menos el área bajo la parte positiva de la función de densidad.



# ESTRUCTURAS METÁLICAS



Los anteriores planteamientos permiten establecer una definición de fiabilidad como la relación entre la media y la desviación típicas de esta nueva variable diferencia. En el caso considerado:

Normalizando la variable es fácil establecer una relación

$$\beta = \frac{m_r - m_s}{\sqrt{\sigma_s^2 + \sigma_r^2}} = 3$$

entre fiabilidad y probabilidad de fallo

$$P_{\text{fallo}}(m_Z, \sigma_Z) = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_Z}} \cdot e^{-\frac{(t - m_Z)^2}{2 \cdot \sigma_Z^2}} dt$$

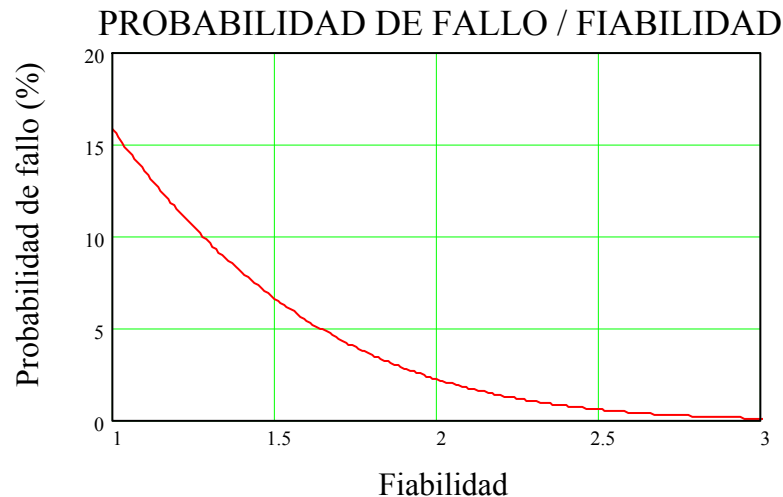
$$u = \frac{t - m_Z}{\sigma_Z}$$

$$P_{\text{fallo}}(m_Z, \sigma_Z) = \int_{-\infty}^{-\frac{m_Z}{\sigma_Z}} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi \cdot \sigma_Z}} \cdot e^{-\frac{(u \cdot \sigma_Z + m_Z - m_Z)^2}{2 \cdot \sigma_Z^2}} \cdot \sigma_Z du$$

$$P_{\text{fallo}}(\beta) = \int_{-\infty}^{-\beta} \frac{1}{\sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la figura adjunta se muestra la relación entre fiabilidad y probabilidad de fallo en el supuesto de distribuciones Gaussianas:



### **III.6 TENDENCIAS NORMATIVAS**

En el presente apartado se intentará una somera reflexión sobre la evolución de las bases de proyecto.

Parecen claras las que se indican:

1. Definición precisa de los estados de ruina.

En las normas M.V. no se considera más mecanismo de ruina (al menos en forma explícita)<sup>11</sup> que el agotamiento de la fibra más solicitada cuando alcanza el límite elástico del material. En el Eurocódigo se admiten ya hasta

---

<sup>11</sup> Aunque tímidamente introduce un capítulo de análisis en régimen plástico el grueso de las comprobaciones se efectúa en régimen elástico.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

tres niveles de fallo: sección, elemento y sistema estructural (obsérvese que, paradójicamente, no se hace mención a las tensiones).

Conforme las herramientas de análisis estructural incorporen nuevas leyes de comportamiento, planteen el equilibrio en la configuración deformada, etc, cabe suponer una simplificación importante de la definición de ruina, según se analiza más adelante.

Así, el Eurocódigo admite ya situaciones de plastificación e inestabilidad (especialmente en chapas) que, en tanto no produzcan el colapso de la estructura, no constituyen un estado límite último.

### 2. Consideración de nuevos estados límites

La evolución de la sociedad exige dirigir mayor esfuerzo a comprobaciones de servicio y accidentales.

Si en las M.V. el único condicionante en servicio eran las flechas, en el Eurocódigo se introduce ya las vibraciones y la durabilidad.

### 3. Globalidad de las comprobaciones:

Una estructura se estudiará en relación a su entorno, considerando su importancia (no es lo mismo la marquesina que da sombra a los coches que un hospital), vida útil prevista (la casa unifamiliar frente a un puente),...

Análogamente, las propias comprobaciones se entienden parte de un más amplio estudio de seguridad que incluye la descripción de la acción (por ejemplo: el incendio), el objetivo del análisis (minimizar el riesgo de las personas, dando tiempo a evacuar el edificio aunque éste se pierda), las medidas consideradas (compartimentación, vías de escape, protección ignífuga de la estructura)

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **ANEJO : RELACIÓN DE NORMAS M.V. (Equivalentes a la E.A.)**

- MV 101: Acciones en edificación. Esta norma fue re-editada bajo la designación NBE AE-88 (Norma Básica de Edificación, Acciones en la Edificación)
- MV 102: Acero laminado para estructuras de edificación
- MV 103: Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación
- MV 104: Ejecución de las estructuras de acero laminado en edificación
- MV 105: Roblones de acero
- MV 106: Tornillos ordinarios y calibrados para estructuras de acero
- MV 107: Tornillos de alta resistencia para estructuras de acero
- MV 108: Perfiles huecos de acero para estructuras de edificación
- MV 109: Perfiles conformados de acero para estructuras de edificación
- MV 110: Cálculo de las piezas de chapa conformada de acero en edificación
- MV 111: Placas y paneles de chapa conformada de acero para edificación

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **ANEJO 2: RELACION DE EUROCODIGOS**

Eurocódigo 0: Bases de proyecto

Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero

Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera

Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de mampostería

Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico

Eurocódigo 8: Reglas de proyecto para la resistencia al sismo de las estructuras

Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

- INTRODUCCIÓN A LA FIABILIDAD ESTRUCTURAL Y ALGUNAS APLICACIONES. M. S. Gómez Lera, E. Alarcón Álvarez. Ed. Monografía nº 408 del I.C.C. Torroja. 1992
- GENERAL PRINCIPLES ON RELIABILITY FOR STRUCTURAL DESIGN. JCSS (Joint Committee on Structural Safety) IABSE Bulletin 1981
- EL DOCUMENTO NACIONAL DE APLICACIÓN DEL EUROCÓDIGO 4. UN GUIÑO DE NORMAS. M.G. Navarro, Peter Tanner. Hormigón y Acero
- CONSTRUCTION MÉTALLIQUE. M.A. Hirt, R. Bez. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- INTRODUCTION AUX EUROCODES. SECURITÉ DES CONSTRUCTIONS ET BASES DE LA THÉORIE DE LA FIABILITÉ. Calgaro; J.A. Presses des Ponts et Chaussées Paris, 1996

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **IV MÉTODOS DE CÁLCULO**

### **IV.1 INTRODUCCIÓN**

### **IV.2 ESQUEMA CLÁSICO DE COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURAS**

### **IV.3 DISCUSIÓN DEL PLANTEAMIENTO CLÁSICO. CRITERIOS**

#### **IV.3.1.1 IMPERFECCIONES**

#### **IV.3.1.2 CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN**

#### **IV.3.1.3 CÁLCULO PLÁSTICO**

#### **IV.3.1.4 CONDICIÓN DE AGOTAMIENTO**

#### **IV.3.1.5 TEOREMA ESTÁTICO**

### **IV.4 ESQUEMAS ACTUALES DE COMPROBACIÓN**

### **IV.5 CONCLUSIONES**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **IV.1 INTRODUCCIÓN.**

En este capítulo se describen a grandes trazos los esquemas más habituales de comprobación de estructuras.

Aunque en la realidad cotidiana se utilizan muchos métodos, con el ánimo de simplificar la exposición, éstos se han agrupado en dos familias que representan la concepción "clásica" del cálculo estructural y la mas "actual" (el entrecorillado de las designaciones pretende, en este caso, resaltar el carácter relativo de su uso).

## **IV.2 ESQUEMA CLÁSICO DE COMPROBACIÓN DE ESTRUCTURAS**

El esquema tradicional de comprobación de una estructura incluye los siguientes pasos:

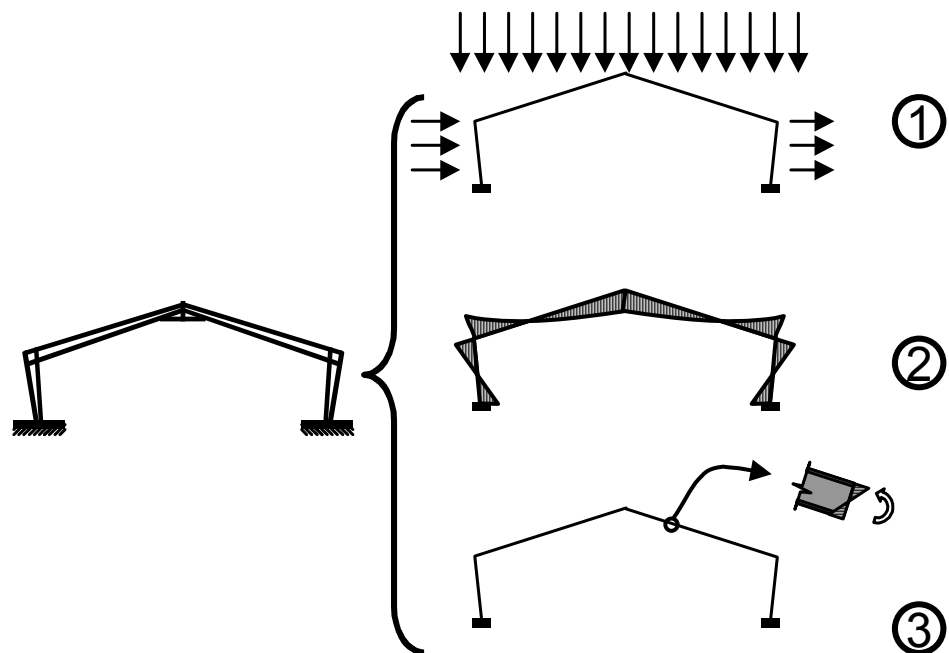
- Definición de las combinaciones de acciones prescritas por la normativa.
- Determinación de los efectos de las acciones (esfuerzos y desplazamientos básicamente). A esta fase se la designa en el Eurocódigo 3 "Cálculo global".
- Contraste de los resultados obtenidos en el paso anterior con las capacidades de cada sección o elemento. Este paso se designa con el nombre genérico de "Comprobación"

Según la filosofía "clásica", cada uno de los puntos anteriores se considera de forma totalmente independiente de los restantes (lo que simplifica notablemente los

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

cálculos precisos). Así, en el cálculo de esfuerzos y desplazamientos se consideran únicamente las rigideces de los elementos y en la comprobación, sus resistencias.

Un ejemplo ayudará a precisar los términos. Sea un pórtico tan simple como el que muestra la figura adjunta (figura 1.). Un proceso de comprobación incluiría los pasos



relacionados:

Cargas. Se consideran las prescritas por la normativa vigente de acciones combinadas según las hipótesis pertinentes. Las cargas surgen, en todos los casos, como consecuencia de acciones externas a la estructura (viento, nieve, sobrecargas de ocupación).

- Cálculo. Mediante cualquier procedimiento basado en la aplicación de las condiciones de equilibrio (que normalmente se establece sobre la configuración ideal de la estructura sin deformar), comportamiento (usualmente elástico y

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

lineal) y compatibilidad se obtiene una distribución de esfuerzos que satisface las tres condiciones. Hay que resaltar que las únicas características de materiales, secciones y elementos que se consideran en esta fase son las relativas a la rigidez, sin que en ningún momento se considere la resistencia.

- Comprobación. En cada fibra de cada sección de la estructura se comprueba la condición de agotamiento (que, por ejemplo, consiste para la E.A. 95 en la plastificación de cualquier punto de cualquier sección). Complementariamente, se efectúan comprobaciones sobre los elementos (se comprueba, por ejemplo, que los pilares no pandean). En todos los casos el parámetro de comprobación es la resistencia.

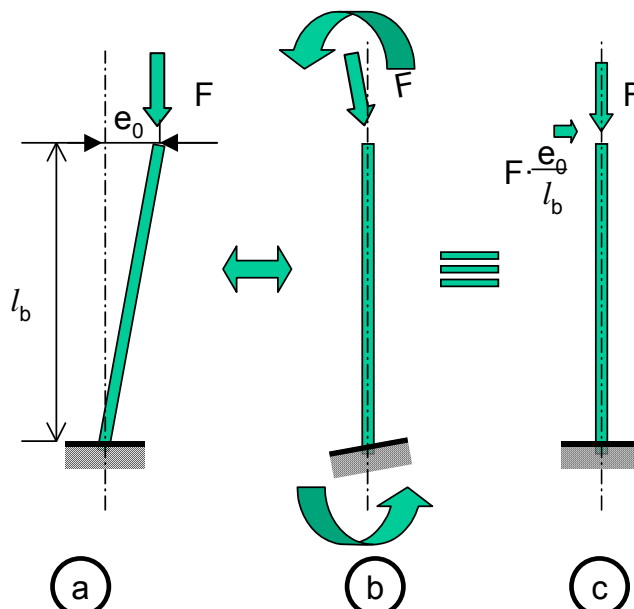
El planteamiento expuesto presenta todas las ventajas de un esquema claro, simple y económico (no precisa herramientas de cálculo complicadas). Es por ello que su uso resulta prácticamente general.

## IV.3 DISCUSIÓN DEL PLANTEAMIENTO CLÁSICO. CRITERIOS

Pese a las claras ventajas expuestas, es claro que el método no se adecua a las ideas que, en la actualidad, guían el cálculo estructural. Para poner esto de manifiesto basta con examinar algunas de estas ideas:

### IV.3.1 IMPERFECCIONES

Las estructuras ideales no existen.



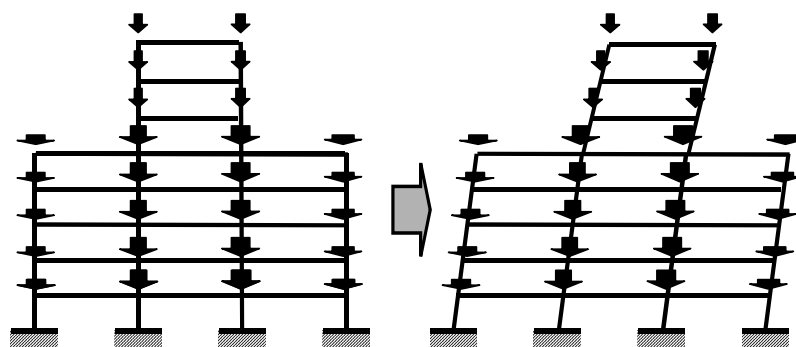
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El ejemplo más elemental podría ser un simple poste, que se pretende vertical, pero que se construirá en realidad con unas tolerancias normalizadas (por ejemplo, de rectitud y verticalidad).

El efecto de tales imperfecciones depende de las cargas actuantes. Si éstas consisten en fuerzas horizontales la distribución de esfuerzos no se modificará en absoluto, pero, por el contrario, si se trata de fuerzas verticales la imperfección introducirá una distribución de momentos flectores (simple producto del axil por la excentricidad de la sección) inexistente en la estructura ideal y que, indudablemente, modificará el valor de la carga última resistida por la estructura.

Las imperfecciones se pueden considerar en el cálculo en dos formas básicas:

- Directamente, modelizando una estructura imperfecta (si, por ejemplo, se utiliza un programa de cálculo matricial se podrían modificar las coordenadas de los nudos respecto a las de la estructura nominal).
- De forma indirecta, introduciendo en la configuración sin deformar cargas que producen esfuerzos semejantes. Así, si el poste se construye con alguna inclinación (figura 2), las cargas verticales producirán unos esfuerzos equivalentes a los producidos por cargas horizontales "ficticias" designadas



# ESTRUCTURAS METÁLICAS

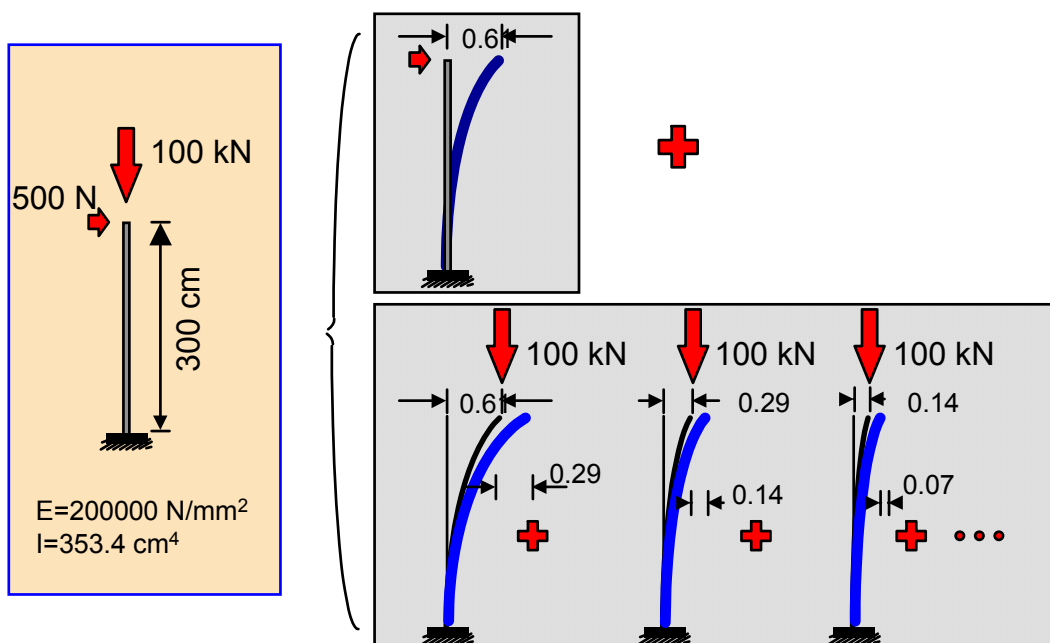
"cargas de imperfecciones".

En realidad, el analista puede elegir entre analizar una estructura cuya geometría es la real, con las imperfecciones geométricas correspondientes, o analizar un pórtico ideal, sin imperfecciones, pero con las cargas equivalentes.

Los esquemas clásicos de cálculo no hacen mención explícita de las imperfecciones en ningún caso, si bien algunos procedimientos de cálculo (método de Dutheil para el cálculo de la capacidad a pandeo de barras) se formulan en base a la existencia de deformaciones normalizadas en barras. Cuando estos métodos se pretenden generalizar a estructuras completas (pórticos de edificación) se convierten en extraordinariamente tortuosos.

## IV.3.2 CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN

Siguiendo el razonamiento del apartado anterior, si en el citado poste "imperfecto" las cargas actuantes son fuerzas verticales se produce un desplazamiento en sentido horizontal de las secciones debido a la curvatura





## ESTRUCTURAS METÁLICAS

originada por el diagrama de flectores al que se hacía referencia en el anterior apartado (producto del axil por la excentricidad si se ha calculado la estructura inclinada o producto de la carga horizontal de imperfección por la distancia medida en el eje).

Evidentemente, este desplazamiento origina un incremento de los momentos flectores en cada sección, producto del axil por la flecha horizontal (flecha que, en algunos casos, se llama "de primer orden").

A su vez, el incremento de flectores produce nuevos desplazamientos, que al multiplicar por el axil inducen nuevos flectores, ...

El proceso se mantiene hasta alcanzar una posición de equilibrio (en ocasiones el proceso no converge, se estaría ante un caso de inestabilidad geométrica - simple pandeo-) que, al contrario de lo que ocurre en el cálculo convencional, se establece en la configuración deformada.

Como en el caso de las imperfecciones, el esquema "clásico" de cálculo nunca hace uso explícito de este tipo de herramientas. Las comprobaciones de estabilidad global se realizan mediante procedimientos aproximados.

### **IV.3.3 CÁLCULO PLÁSTICO**

La condición tradicional, que considera una estructura agotada cuando alguna fibra de alguna sección alcanza el límite elástico, constituye un criterio normalmente muy conservador y que puede, en el caso de estructuras de muy alto grado de hiperestaticidad, conducir a dimensionamientos poco económicos. Por el contrario, si se admitiese la plastificación se tendría que rechazar el uso de las herramientas de cálculo mas comunes, basadas en el comportamiento elástico y lineal de todos los elementos.

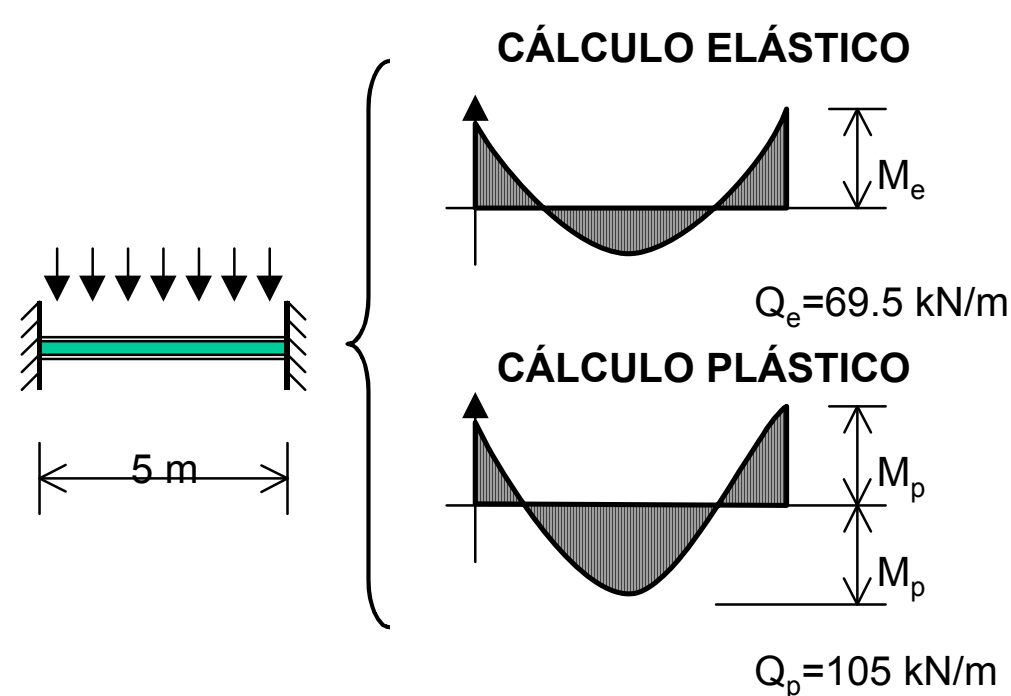


Fig. 5. Cálculo elástico / plástico

La viga biempotrada de la figura 4, constituida por un perfil IPE 300 soportaría en régimen elástico una carga de 69.5 kN/m, mientras que la formación de sucesivas rótulas llegaría a producir un mecanismo a flexión (lo que normalmente se considera ya el colapso) para una carga de 105 kN/m (no es importante aquí el procedimiento de obtención de las cifras, que se desarrollará con detalle en capítulos posteriores).

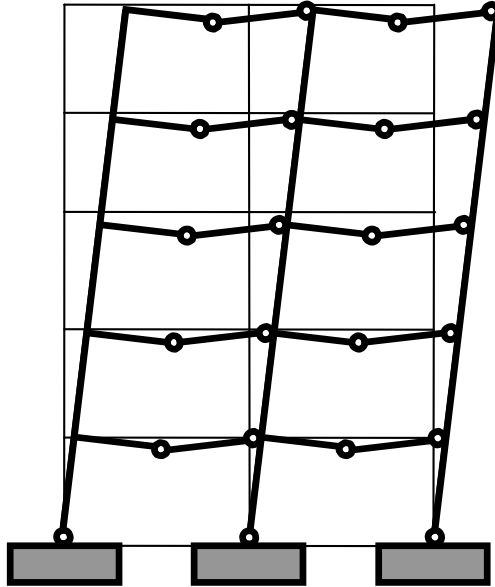
El empleo riguroso de métodos de cálculo capaces de simular el comportamiento estructural más allá de la plastificación de secciones no siempre resulta adecuado, ya que requieren la realización de comprobaciones (relativas a la ductilidad necesaria) de coste no siempre justificado. No obstante, sí es muy común admitir plastificaciones parciales mediante la redistribución parcial de momentos (de lo que se hablará mas adelante) o, simplemente, admitir configuraciones de colapso en régimen plástico. La figura 6 recoge la predicada por el Eurocódigo 3 para pórticos.

En la mayoría de los códigos modernos se hace uso del teorema estático, en la forma que se indica en el apartado siguiente, para justificar tales desmanes.

Cabe señalar, por último, que el Eurocódigo plantea directamente la comprobación en el formato mas favorable que permite la **clase de sección**.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Aclaremos este aspecto con un ejemplo elemental.



Sea (figura 7) una viga biempotrada sometida a una carga uniforme. Si la sección es lo suficientemente robusta como para permitir su plastificación completa y el giro suficiente de las rótulas plásticas (secciones de clase 1 o plásticas, según la clasificación del Eurocódigo) entonces el fallo viene dado por la formación del mecanismo que refleja la figura 6a. Secciones menos robustas (de clase 2 o compactas)

Pueden llegar a la plastificación completa pero no permiten el giro de la sección, ya que se abollan. La condición de fallo sería la de la figura 6b. Un rango inferior es el de las secciones de clase 3 o elásticas, en las que no es posible sobrepasar el momento elástico sin inducir la abolladura de la sección. El fallo vendría representado por la figura 6c. Por último, las secciones compuestas por elementos de menor espesor (clase 4 o esbeltas) no llegan a desarrollar el momento elástico.

La elección de uno u otro tipo de sección es responsabilidad del proyectista y condiciona el procedimiento de cálculo. Son posibles las combinaciones indicadas en la tabla 1.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

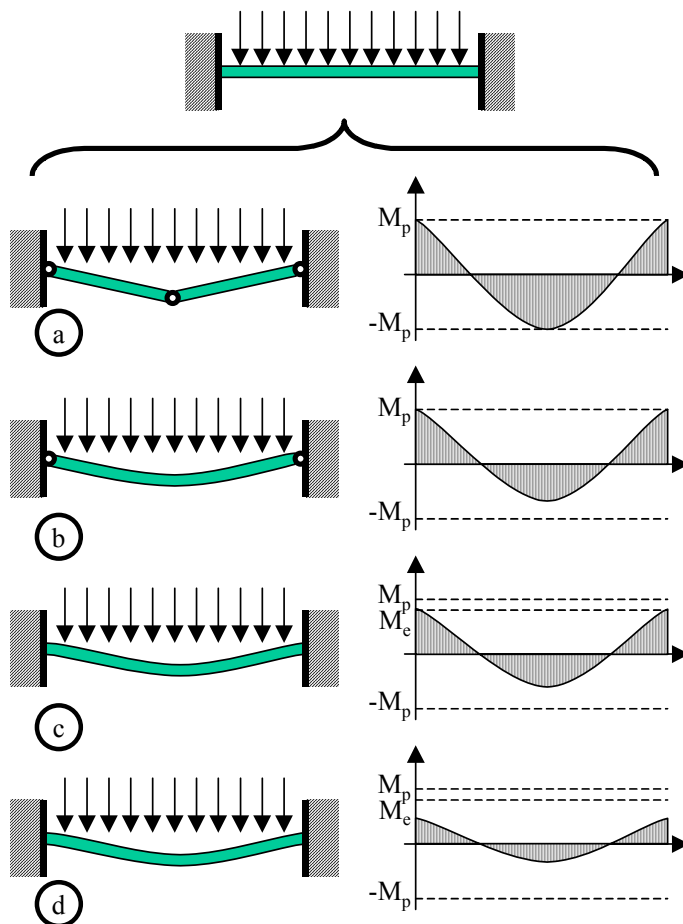


Tabla 1

CLASE DE SECCIÓN	CÁLCULO DE ESFUERZOS	COMPROBACIÓN DE SECCIONES
Plástica	Plástico	Plástico
Compacta	Elástico	Plástico
Elástica	Elástico	Elástico
Esbelta	Elástico (rigidez reducida)	Elástico (resistencia reducida)

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Naturalmente, ello no introduce ningún concepto que no estuviera ya contenido de forma implícita en normativas menos actuales como la EA. Incluso, algunas de las expresiones numéricas que, en función de la geometría de la sección, limitan el tipo de cálculo son prácticamente idénticas (recuadro adjunto). Lo realmente nuevo es cómo se da forma a una idea que en la EA se intuye sólo a través de reglas dispersas en multitud de apartados.

En el mismo sentido, una aportación importante del Eurocódigo es la clasificación previa de las uniones, las cuales, como la esbeltez de la sección, condicionan el tipo de cálculo a emplear.

Así, si el método a emplear en el cálculo de la estructura es el rígido-plástico (elementos rígidos unidos por rótulas plásticas), la única característica a considerar de los nudos será la resistencia, necesariamente superior a la de los elementos unidos. Si, por el contrario, el tipo de cálculo empleado es el elástico o el elasto-plástico será necesario considerar también la rigidez de la unión.

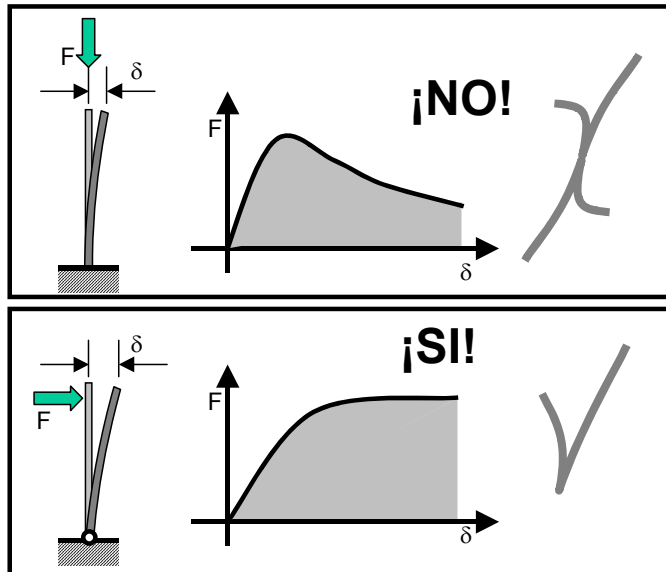
### **IV.3.4 CONDICIÓN DE AGOTAMIENTO**

Un punto siempre oscuro en cualquier normativa es el que se refiere al **criterio último de fallo** de la estructura, y ello no tanto en su definición (que se suele referir al colapso por formación de un mecanismo inestable), como a la forma de desarrollar la comprobación entre el momento en que se superan las primeras condiciones de agotamiento hasta el colapso completo.

Cuando tal colapso se alcanza por la plastificación progresiva de la estructura hasta que ésta se convierte en un mecanismo no hay mayor problema: tal posibilidad aparece contemplada de forma explícita en el Eurocódigo y, de forma mucho menos clara, en la EA. Ambas normas admiten también algunas formas dúctiles de inestabilidad como la abolladura de chapas (también de forma explícita en el Eurocódigo y muy escondida en la EA). Sin embargo, en

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

ningún caso se admiten formas frágiles de fallo (como el pandeo de barras) incluso aunque afecten a elementos redundantes (figura nº8).



### IV.3.5 TEOREMA ESTÁTICO

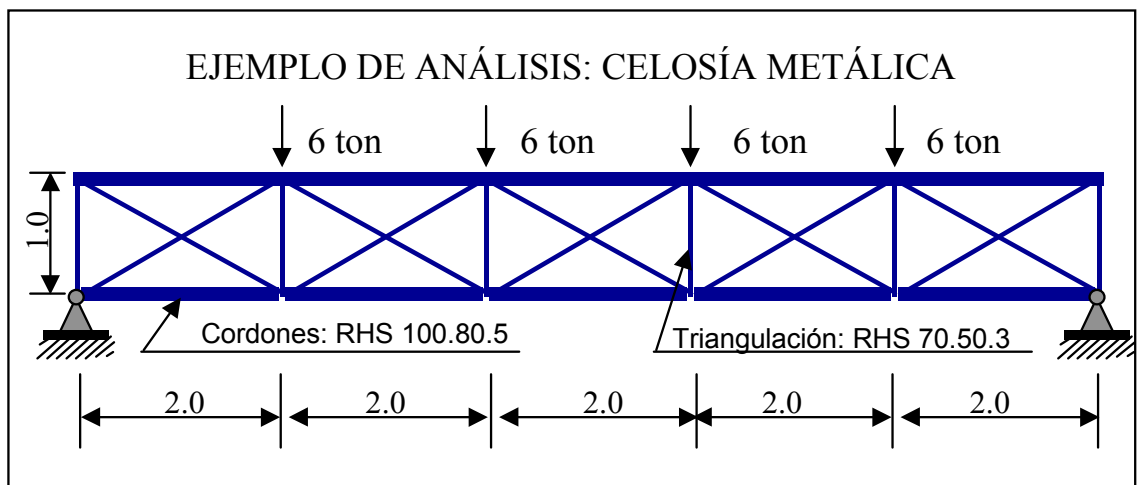
Constituye una de las bases del cálculo estructural moderno.

Establece que cualquier distribución de esfuerzos en una estructura es segura con tal que:

1. Respete el equilibrio con las cargas impuestas
2. No vulnere la condición de agotamiento

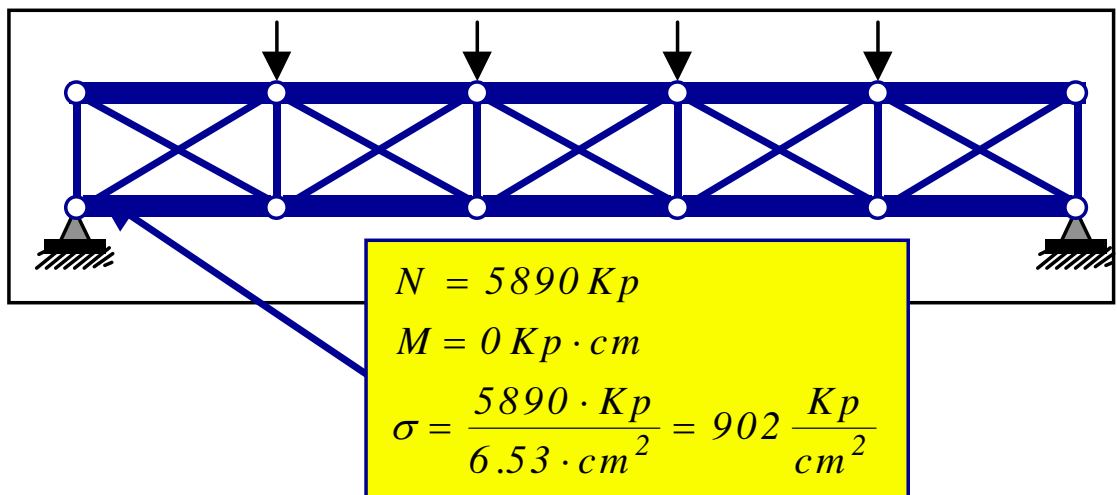
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Al amparo de tal enunciado se han desarrollado multitud de métodos de cálculo tendentes a la obtención de distribuciones de esfuerzos que, cumpliendo las condiciones expuestas, presenten alguna ventaja sobre los obtenidos en régimen elástico y lineal.



Probablemente uno de los más conocidos de entre tales métodos es el que

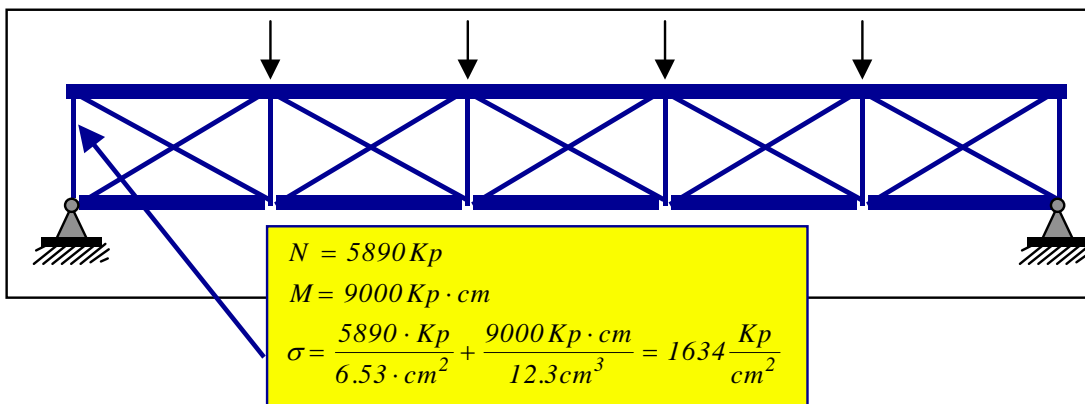
### CÁLCULO COMO ARTICULADA:



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

consiste en suponer nula la rigidez de la estructura frente a cierto tipo de esfuerzos, forzando así a que el equilibrio con las cargas exteriores se consiga merced a la rigidez en el sentido mas favorable. Uno de los ejemplos clásicos de éste método es su aplicación a las estructuras trianguladas, en las que es común admitir rigidez nula a flexión y el equilibrio se busca suponiendo únicamente esfuerzos axiales (para lo que, en ocasiones, se recurre a imaginar las uniones entre barras como articulaciones). Es evidente que la distribución de esfuerzos obtenida no es real, pero es segura. Las figuras 9 a 11 muestran las tensiones obtenidas en un elemento concreto de una celosía real, comprobándose como la hipótesis de nudos articulados conduce a resultados aparentemente inseguros.

### CÁLCULO COMO RÍGIDA:



En los sistemas estructurales continuos, como los que frecuentemente surgen en la mecánica de suelos o en la teoría de placas y láminas, en los que el cálculo clásico (obtención de la distribución de esfuerzos que verifica simultáneamente las condiciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento) resulta muy complejo, se han desarrollado enormemente los

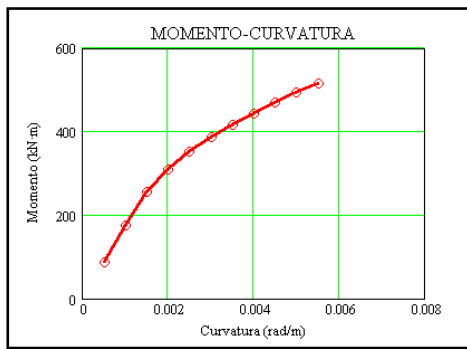


## ESTRUCTURAS METÁLICAS

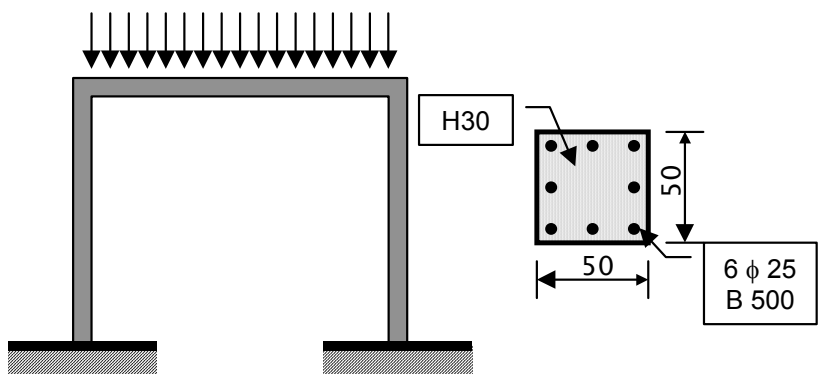
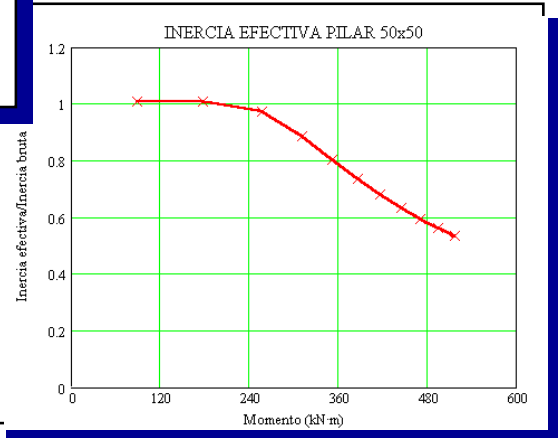
procedimientos basados en el teorema estático (método de las bandas para el cálculo de placas o de Rankine en suelos).

Desde otro punto de vista, el teorema permite justificar fácilmente el planteamiento seguido con estructuras de carácter marcadamente no lineal. Si el pórtico de la figura 12 se construyese en hormigón armado, la distribución de esfuerzos obtenida en la forma habitual, considerando para cada barra la inercia correspondiente a la sección bruta, no se parecería en absoluto a la real, toda vez que la fisuración diferencial de las barras (el dintel -sometido a flexión- se fisura más que los pilares -sometidos predominantemente a compresión-) modifica la distribución de rigideces y, consecuentemente, de esfuerzos.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



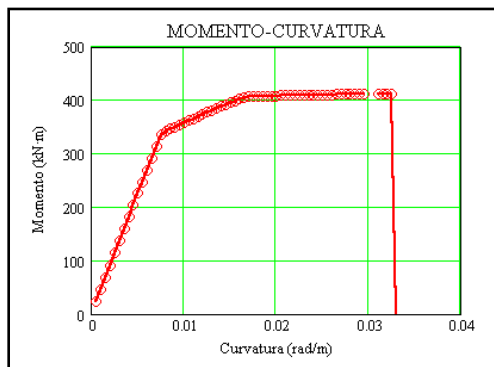
VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ CON EL MOMENTO: AXIL IMPORTANTE (PILAR)



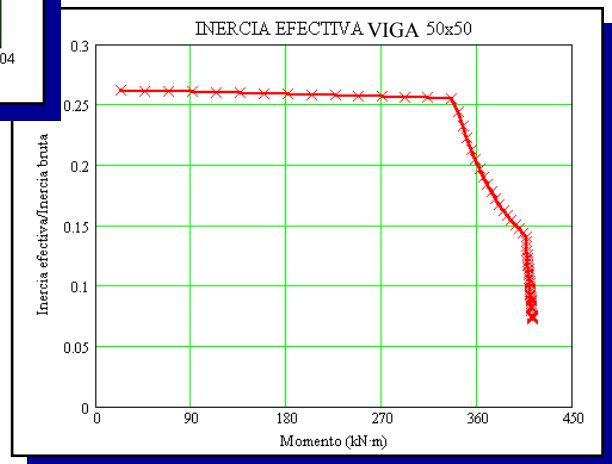
Para comprobarlo basta con dibujar la curva momento curvatura (o su equivalente Inercia efectiva-momento aplicado) según se muestra en las figuras 13 y 14. Mientras que la sección con axil importante, correspondiente al pilar, mantiene su rigidez hasta

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

valores importantes del momento, la sección sin axil pierde gran parte de su rigidez ya en los primeros escalones de carga.



**VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ  
CON EL MOMENTO: AXIL  
NULO (VIGA)**



No obstante, si se hubiese armado el pórtico conforme al diagrama elástico, la estructura sería segura pese a que en determinadas secciones la capacidad fuese inferior a la sollicitación determinada en régimen elástico

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **IV.4 ESQUEMAS ACTUALES DE COMPROBACIÓN**

Evidentemente, tras la enumeración efectuada de los aspectos criticables de los esquemas tradicionales de cálculo, bastaría con diseñar un procedimiento que los obviase para llegar a la formulación perfecta.

Desde este punto de vista, el procedimiento ideal de cálculo se establecería en segundo orden, sobre la configuración real de la estructura (con imperfecciones) y considerando una relación realista (en muchas ocasiones no-lineal) de comportamiento de las secciones y elementos.

Un procedimiento como el descrito presentaría, no obstante, graves inconvenientes. El mas importante, con toda probabilidad, sería ajustar el método. Los procedimientos "clásicos" han ajustado ya sus parámetros en virtud de una amplia experiencia en forma tal que proporcionan resultados que, probablemente, no son reales, pero sí seguros.

Así, el cálculo clásico de estabilidad de una barra mediante el método " $\omega$ " de la norma Española (equivalente al " $\chi$ " del Eurocódigo) tiene, como se verá mas adelante, un alcance mucho más limitado que el cálculo en segundo orden de la barra imperfecta (entre otras cosas porque aquél tan solo proporciona un criterio de agotamiento del elemento, mientras que en este caso se estaría analizando la ley de comportamiento de la barra), pero está avalado por muchos años de experimentación que habrá de ser re-evaluada bajo una perspectiva completamente nueva a fin de obtener unas imperfecciones iniciales de las barras que conduzcan a resultados igualmente seguros. El procedimiento tendría, aún así, puntos muy criticables. En efecto, esas pretendidas imperfecciones geométricas reflejan, al menos en parte, el efecto de las tensiones residuales en las secciones, con lo cual

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

se está de nuevo enmascarando un efecto bajo la apariencia de otro más manejable.

En resumen, se podría objetar (objeción por lo demás muy común en cualquier aspecto de la técnica con base experimental) la falta de interés en dar excesivo sentido físico a fenómenos que se podrían representar mediante una simple curva de ajuste.

Un segundo inconveniente de los métodos descritos como ideales es la excesiva complicación del cálculo. Naturalmente, este aspecto quedará reducido a mera anécdota cuando se generalice (proceso ya en marcha y claramente imparable) el uso de herramientas numéricas de cálculo que permitan la consideración de no-linealidades (mecánicas y geométricas).

En el momento actual de la técnica se considera como mas conveniente un procedimiento basado en las siguientes premisas (tomadas directamente del Eurocódigo de estructuras metálicas):

1. Se consideran siempre las imperfecciones globales de la estructura, pero las de las barras se pueden omitir si en su comprobación se utiliza el método " $\omega$ ", " $\chi$ " o similares.
2. El cálculo en segundo orden se empleará obligatoriamente en el caso de estructuras translacionales que carezcan de los adecuados arriostramientos. En el resto de los casos su uso es optativo.
3. El cálculo plástico se podrá utilizar cuando las condiciones de ductilidad del material, de simetría y compacidad de la sección y de arriostramiento de los tramos plastificados, lo permitan. El cálculo elástico se podrá utilizar siempre que las secciones cumplan unas condiciones mínimas de esbeltez.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **IV.5 CONCLUSIONES**

Quizás el aspecto mas destacable del capítulo sea la necesidad de contemplar con cierto espíritu crítico los resultados de cualquier cálculo estructural. En efecto, las hipótesis utilizadas separan frecuentemente la realidad de los resultados numéricos. Ello no tiene en muchas ocasiones mayor importancia porque aunque inciertos, los resultados son seguros.

**V EL MATERIAL**

**V.1 INTRODUCCION**

**V.2 EL ENSAYO DE TRACCION**

**V.3 PARAMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ACEROS COMERCIALES**

**V.4 ROTURA FRAGIL**

**V.4.1 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ROTURA FRAGIL**

**V.4.2 CIRCUNSTANCIAS QUE FAVORECEN LA ROTURA FRAGIL**

**V.4.3 ENSAYOS RELATIVOS A LA ROTURA FRAGIL**

**V.4.4 DISPOSICIONES NORMATIVAS**

**V.5 ACEROS ESPECIALES**

**V.5.1 ACEROS RESISTENTES A LA CORROSION**

**V.5.2 ACEROS QST**

**V.5.3 ACEROS TERMOMECAVICOS**

**V.5.4 ACEROS DE ALTO LIMITE ELASTICO**

**V.6 SOLDABILIDAD**

**V.7 ELEMENTOS DE ACERO**

**V.7.1 PERFILES LAMINADOS**

**V.7.2 CHAPAS**

**V.7.3 PERFILES CONFORMADOS**

**V.7.4 OTROS PRODUCTOS**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **V.1 INTRODUCCION.**

Las estructuras metálicas de edificación y obras civiles (viviendas, naves industriales, puentes,...) están, en la inmensa mayoría de los casos, formadas por la unión de perfiles y chapas de acero. En efecto, este metal sustituyó rápidamente al hierro dulce y a la fundición y, salvo el uso esporádico del aluminio en cualquiera de sus aleaciones, se usa hoy día de forma exclusiva.

La exposición se basará en una descripción somera de las propiedades mecánicas del acero, de las formas en las que se utiliza en construcción y de algunas de las precauciones a adoptar en el uso de elementos de acero.

A diferencia de lo que ocurre con otros materiales de construcción (hormigón, madera, ladrillo...), las características mecánicas del acero se pueden definir con precisión y, normalmente, quedan garantizadas por el fabricante, lo que evita la necesidad de ensayos de control.

## **V.2 EL ENSAYO DE TRACCION**

Una de las ventajas del acero como material estructural es que los parámetros básicos de la relación de comportamiento utilizada en el cálculo y la comprobación son muy fácilmente deducibles a partir de un ensayo muy simple, el de tracción.

Al someter al ensayo de tracción hasta rotura una probeta de acero, la curva fuerza-alargamiento registrada es similar a la representada (figura 1). Consta de una primera parte recta. Si la probeta se descarga desde cualquier punto de esta rama, la trayectoria sigue la misma recta que en la carga (material elástico y lineal). A esta parte sigue una zona inestable (en algunos aceros) o, más comúnmente, la traza simplemente se curva perdiendo la linealidad.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si la probeta se descarga desde cualquier punto de esta rama, la trayectoria seguida es una recta de pendiente la de la rama elástica. Ello implica que, al retirar toda la carga, permanece un alargamiento.

En ocasiones, y en lugar de la curva fuerza-alargamiento se representa la tensión-deformación dividiendo la fuerza por el área inicial y el alargamiento por la distancia inicial entre puntos de medida. Ello resulta discutible porque, en rotura, la *estricción*<sup>12</sup> de la zona plastificada reduce la sección de forma notable incrementando consecuentemente las tensiones, lo que indica que la tensión en la sección (traza discontinua de la figura 1) es superior a la obtenida dividiendo por el área inicial.

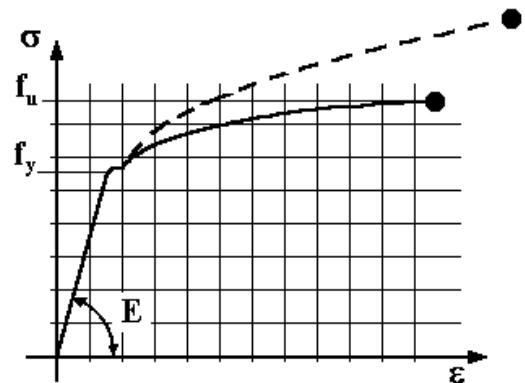


Fig. 1. Curva tensión-deformación correspondiente al ensayo de tracción

Sobre la curva tensión-deformación correspondiente al ensayo de cualquier acero se pueden definir los siguientes parámetros:

**Módulo Elástico:** Pendiente de la primera recta.

---

*estricción* : La rotura se inicia en forma de alargamiento plástico de las fibras en el entorno de una sección dada. Conforme a una regla básica de la Plasticidad, la conservación del volumen, ello implica la reducción de la sección.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

**Tensión de Límite Elástico:** Aquella en la que comienza la *deformación plástica*<sup>13</sup>. Se designará  $f_y$

Nótese que no se considera la resistencia del material. Es curioso señalar la aparente contradicción entre el uso de este parámetro para designar la calidad de un acero (como se verá en el siguiente apartado) y la escasa importancia que luego resulta tener en el cálculo. No obstante, en algunos códigos actuales (entre ellos el E.C. 3), se introduce la resistencia del material en algunas comprobaciones de capacidad (por ejemplo, al calcular la de secciones netas sometidas a tracción). Es necesario definir entonces la Tensión de Rotura como la que resulta de dividir la fuerza máxima soportada por la probeta por el área inicial de ésta. Se notará  $f_u$

Uno de los mecanismos resistentes más potentes de las estructuras mecánicas es la redistribución de tensiones de las fibras agotadas a las adyacentes. Para que ello sea posible se requiere, como se verá en capítulos posteriores, que el material sea dúctil, entendiendo por ductilidad la relación entre la deformación en rotura y la de límite elástico. Consecuentemente, todos los códigos definen el Alargamiento en rotura, *deformación aparente*<sup>14</sup> de la probeta.

### **V.3 PARAMETROS DE COMPORTAMIENTO DE LOS ACEROS COMERCIALES**

En el mercado coexisten muchos tipos de acero. De entre los de uso común en construcción cabe citar:

---

*deformación plástica* : La que permanece tras la aplicación de la carga.

*deformación aparente* : La que resulta de restar la longitud inicial de la zona de ensayo de la probeta (la parte en la que anclan las mordazas de la prensa) de la final (medida tras presentar las dos partes en que ha quedado separada) y dividir por la inicial.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

**Acero para elementos de tesado** (alambres, cordones, torzales ..) Se requieren valores altos de límite elástico y resistencia (son comunes valores en torno a 1700 N/mm<sup>2</sup> y 1900 N/mm<sup>2</sup>) que se consiguen gracias al limitado espesor del material y al uso de procedimientos de fabricación muy específicos (económicamente viables por la industrialización extrema del proceso)

**Acero para tornillos.** Con valores de límite elástico y resistencia que varían desde los típicos de chapas y perfiles (300 N/mm<sup>2</sup> para  $f_y$  y 500 N/mm<sup>2</sup> para  $f_u$ ) hasta cifras muy superiores (900 N/mm<sup>2</sup> y 1000 N/mm<sup>2</sup>, respectivamente).

**Acero normal.** Se entiende aquí por tal el comúnmente utilizado en chapas y perfiles. La norma Española E. A. 95 contempla tres tipos básicos de acero, de propiedades las que se indican:

	<b>A.37</b>	<b>A.42</b>	<b>A.52</b>
$f_y$ (kp/cm <sup>2</sup> )	2400	2600	3600
$f_u$ (kp/cm <sup>2</sup> )	3700	4200	5200

La norma Europea contempla tres tipos similares de acero:

	<b>S 235</b>	<b>S 275</b>	<b>S 355</b>
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	255	355
$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	360	430	510

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los valores expuestos son los normativos para elementos de pequeño espesor. Cuando éste aumenta, se hace difícil mantener las características en el interior de las piezas (téngase en cuenta que resulta más simple mantener las constantes de fabricación en todo el espesor cuando éste es reducido). En atención a ello las normas relajan las exigencias para espesores importantes. Así, la E.A. 95 reduce a  $2200 \text{ Kp/cm}^2$  el valor del límite elástico del A.37 para espesores entre 40 y 63 mm.

Los anteriores son valores garantizados por el fabricante, que se responsabiliza mediante un certificado. No son, por tanto (y teóricamente), necesarios ensayos de ningún tipo.

El valor del módulo elástico, prácticamente constante para todos los tipos de acero, es  $200000 \text{ N/mm}^2$ . Como única excepción, esta cifra se reduce ligeramente ( $180000 \text{ N/mm}^2$ ) en el caso de los torzales y alambres de pretensado.

Por último, el coeficiente de dilatación se sitúa en torno a  $1.2 \text{E-}5^\circ\text{C}^{-1}$ , también constante para todos los aceros.

### **V.4 ROTURA FRÁGIL**

La rotura se alcanza, en el ensayo normal de tracción, cuando la probeta se ha deformado de forma muy acusada, produciéndose la estricción que anuncia la inminente rotura.

Naturalmente, las condiciones de laboratorio son muy diferentes de aquellas en las que, en ocasiones, se encontrará el material. En concreto, se han documentado múltiples casos de fallos repentinos del material cuando estaba sometido a tensiones muy inferiores a las de rotura.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la mayoría de las ocasiones se trataba de roturas bruscas, con poca o ninguna deformación plástica previa. Muchas veces la temperatura ambiente era baja.

El caso de los "Buques de la libertad" ilustra con claridad el fenómeno. Construidos durante la Segunda Guerra Mundial para, cruzando el Atlántico Norte, abastecer Europa, sufrieron numerosas roturas del casco que, en ocasiones, llegaron a partir el barco en dos partes separadas.

Hoy día el fenómeno se conoce ya con cierta precisión. La rotura frágil consiste en la propagación repentina de una fisura (cuyo tamaño podría ser, inicialmente, mínimo) en un proceso que apenas exige aportación alguna de energía (muy al contrario de la clásica rotura dúctil, que exige la aportación de una energía equivalente al trabajo de la tensión de rotura por la deformación en rotura- y todo ello integrado en una zona muy amplia).

La herramienta analítica que se aplica al estudio de este tipo de fenómenos es la Mecánica de la Fractura. Cualquier intento de exponer los planteamientos o desarrollos de esta teoría queda muy lejos de las posibilidades de este texto y de sus autores, por lo que nos limitaremos a relacionar los factores que intervienen en la rotura frágil, las acciones que contribuyen a ella y un procedimiento de cálculo de la resistencia a este tipo de rotura.

Antes de entrar en mayores desarrollos debería, no obstante, quedar claro que **todas las herramientas de cálculo y comprobación de estructuras metálicas asumen comportamiento dúctil del material, esto es, se comprueba únicamente frente a rotura dúctil, nunca frente a rotura frágil.** Debe, en consecuencia adoptarse todo tipo de precauciones para que, en cualquier circunstancia, la resistencia a rotura frágil supere a la resistencia a rotura dúctil.

### **V.4.1 PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA ROTURA FRAGIL.**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Como se ha comentado en el anterior párrafo, lo que realmente interesa no es tanto la resistencia de un elemento a rotura frágil como el que tal resistencia sea superior a la que adopte frente a rotura dúctil.

En este sentido, parece claro que los materiales de mayor límite elástico requieren una mayor resistencia a rotura frágil (o, dicho de forma poco rigurosa, los aceros más "resistentes" son también los más susceptibles a la rotura frágil)

Así, la existencia de estados bi o triaxiales de tensión resulta desde este punto de vista muy problemática, dado que el material no puede, simplemente, llegar a alcanzar la rotura dúctil. En tales circunstancias, la resistencia a rotura frágil ha de ser muy elevada para que en ningún punto de la estructura se alcancen tales valores.

Otro parámetro decisivo en la resistencia a la rotura frágil es la temperatura. De nuevo aquí surge cierta paradoja: el descenso de la temperatura aumenta el valor de la resistencia a rotura frágil en términos absolutos. Desafortunadamente, el valor del límite elástico aumenta más rápidamente con dicha disminución, por lo que, por debajo de cierto valor, denominado de transición, la resistencia a rotura dúctil es superior a la resistencia a rotura frágil y, consecuentemente, el fallo se produce en esta forma

La composición y estructura metalográfica del acero tienen también una gran importancia. Aceros de grano fino, uniforme y con una composición sin excesivo Carbono tienen, en general, buena resistencia a la rotura frágil.

### **V.4.2 CIRCUNSTANCIAS QUE FAVORECEN LA ROTURA FRAGIL**

Las que, al actuar sobre alguno de los anteriores parámetros, inciden directamente sobre la posibilidad de rotura frágil. Se citan:

### **Ejecución descuidada.**

Con ángulos entrantes, chapas oxicortadas manualmente, ... Conllevan la formación de entallas geométricas en las que se produce una distribución de tensiones compleja en la que, con independencia de la forma de los esfuerzos globales de la pieza, aparecen estados triaxiales con valores absolutos de tensión muy superiores al medio.

### **Espesor.**

El incremento de espesor tiene dos efectos negativos. En primer lugar implica, normalmente, la pérdida de propiedades en el material menos superficial. En segundo lugar implica la aparición de tensiones normales a la superficie al perderse la condición de tensión plana.

### **Soldadura.**

Puede actuar sobre varios parámetros y siempre de forma negativa. La propia deposición del material de aportación a alta temperatura modifica ya la estructura cristalográfica de la zona aledaña a la soldadura (Zona Afectada por el Calor). Si el enfriamiento es rápido, estamos ante un tratamiento térmico de temple que, como es bien sabido, provoca un aumento de la resistencia a rotura dúctil e incluso, en ocasiones, una disminución de la resistencia a rotura frágil.

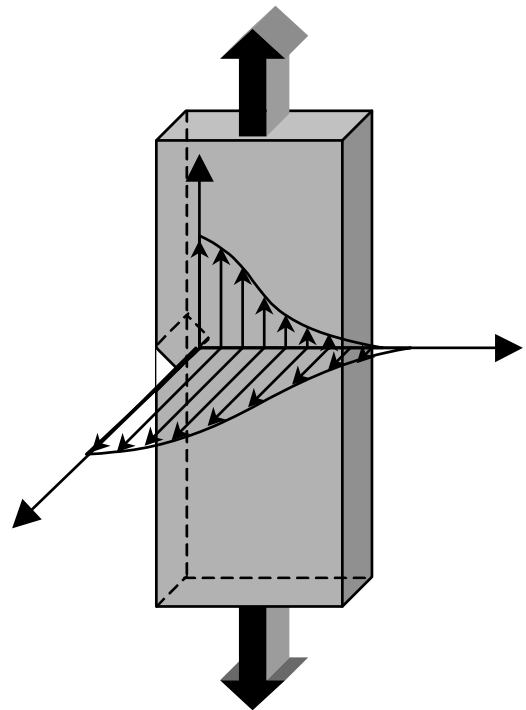


Fig. 2 Tensiones en entallas

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Una vez depositado el material de aportación éste se enfría, se solidifica e intenta contraerse. Si esta contracción está impedida por las propias piezas a unir surgen tensiones de tracción en el propio cordón de muy alto valor. Estas tensiones pueden llevar la misma dirección que las que surgen como consecuencia del trabajo estructural de la pieza o cualquier otra, creando en este caso las citadas condiciones de biaxialidad. Esta situación llega al extremo en el caso de cruce de cordones (el material situado justo en el cruce queda traccionado desde los dos cordones) o el caso de puntos de soldadura, pequeñas aportaciones de material cuya contracción queda totalmente impedida por el material circundante. Estas situaciones se designan a veces con el término de "entallas metalúrgicas", y su efecto es tan grave como el de las entallas geométricas.

Por último, la soldadura implica normalmente la existencia de irregularidades o defectos (poros, faltas de penetración, de fusión con el material base o entre pasadas) que actúan como entallas.

### **La velocidad de carga.**

El límite elástico y la resistencia a rotura dúctil aumentan con la velocidad de carga, en una forma que no tiene mayor relevancia para las cargas dinámicas usuales (viento, rodadura, sismo... ) pero sí cuando se trata de un impacto. Como el incremento de resistencia a rotura frágil no es, en absoluto, parejo, se puede fácilmente llegar a situaciones peligrosas.

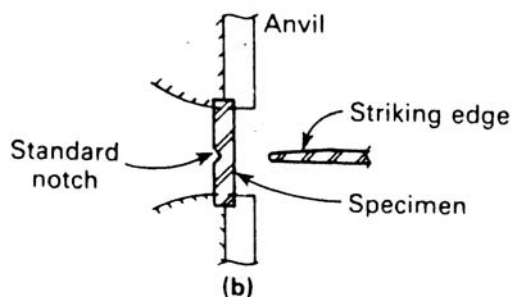
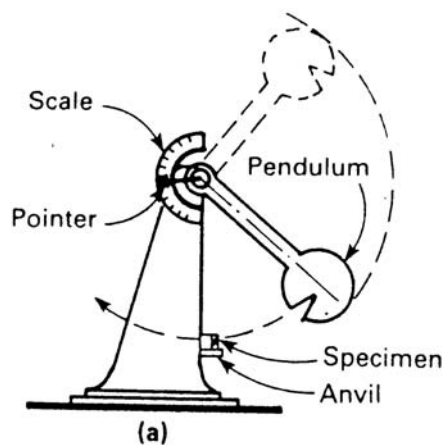
### **V.4.3 ENSAYOS RELATIVOS A LA ROTURA FRÁGIL**

Al contrario de lo que ocurre en el caso de rotura dúctil, ninguno de los parámetros descritos en anteriores apartados pueden ser cuantificados mediante ensayos. En efecto, si existiesen dudas acerca de la capacidad a axil de la barra de una celosía, uno podría extraer una probeta, ensayarla a tracción



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

en laboratorio y, multiplicando la tensión de límite elástico obtenida por el área de la barra, obtener una aproximación muy razonable de la capacidad de la barra. Desafortunadamente, no es posible extraer una probeta que considere el efecto del material, de los cordones de soldadura de cada unión en los extremos de la barra, de las entallas de ejecución, posibles impactos... En realidad, a lo más que se ha llegado (sin entrar en ensayos muy especializados sin difusión en la práctica) es a normalizar unas condiciones dadas de velocidad e intensidad de carga, temperatura y entalla y medir la energía necesaria para romper la probeta. Es el ensayo de resiliencia mediante el péndulo de Charpy: La maza de un péndulo de dimensiones normalizadas se deja caer desde una altura también normalizada sobre una probeta de flexión en cuya sección central

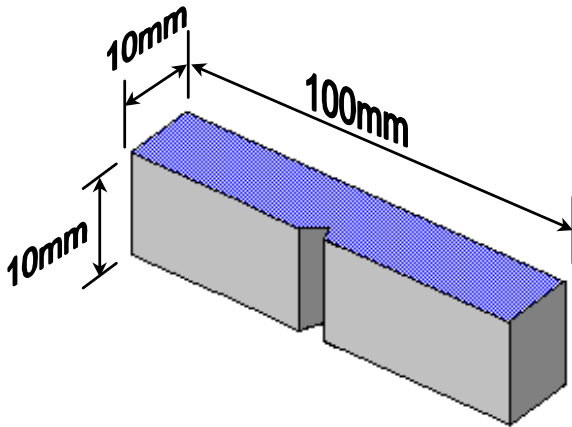


se ha practicado una entalla (por supuesto, todo ello normalizado) que se ha situado en la parte más baja de la carrera, circular, del péndulo. El impacto rompe la probeta pero resta energía cinética a la maza que, excluyendo rozamientos, es igual a la diferencia entre la altura desde la que se soltó y la que alcanza en tras romper la probeta.

Un material frágil rompe sin apenas restar energía al péndulo, que alcanzaría una altura similar a aquella desde la que se soltó. Un material extraordinariamente dúctil, por el contrario, podría llegar a detener la

maza.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



Las normas distinguen básicamente tres tipos de material en relación a su comportamiento en este ensayo. Para ello fijan un umbral de energía (27 Julios) y distinguen tres calidades (designadas como "b",

"c" o "d" en la E.A. 95) en función de que tal energía, o superior, la absorban las probetas ensayadas a +20°C, 0°C, y -20°C respectivamente. Naturalmente, un acero de grado "d" tendrá normalmente y a igualdad del resto de parámetros, menos peligro de rotura frágil que uno de grado "c" o "b". Lo que ya no es fácil es cuantificar cuánto. En el siguiente apartado se propone un procedimiento aceptable.

### **V.4.4 DISPOSICIONES NORMATIVAS**

La norma más completa es, sin duda, el Eurocódigo. En el Anejo C describe una formulación basada en planteamientos de la mecánica de la fractura (y con un importante aporte experimental) que partiendo de:

- El límite elástico nominal
- El espesor.
- La velocidad de carga
- Las condiciones de servicio

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- La responsabilidad de la estructura

Determina la temperatura mínima de servicio de la estructura.

### **CONDICIONES DE SERVICIO:**

S1: Estructura no soldada

Estructura soldada con tensiones locales de tracción inferiores al 20% del límite elástico.

Estructura soldada y sometida a un tratamiento de alivio de tensiones con tensiones locales de tracción no superiores al 67% del límite elástico.

Esta condición supone el uso de los valores  $k_a=0.18$ ,  $k_b=0.40$ ,  $k_c=0.03$

S2: Estructura soldada con:

Tensiones locales de tracción entre el 20% y el 67% del límite elástico.

Estructura sometida a un tratamiento de alivio de tensiones con tensiones locales de tracción de hasta el 200% del límite elástico.

Esta condición supone el uso de los valores  $k_a=0.18$ ,  $k_b=0.15$ ,  $k_c=0.03$

S3: Estructura soldada con zonas de concentración de tensiones:

Tensiones locales de tracción entre el 67% y el 200% del límite elástico.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Estructura sometida a un tratamiento de alivio de tensiones con tensiones locales de tracción entre el 200% y el 300% del límite elástico.

Esta condición supone el uso de los valores  $k_a=0.10$ ,  $k_b=0.07$ ,  $k_c=0.04$ .

### **VELOCIDAD DE CARGA:**

R1: Carga estática o lenta. Aplicable a estructuras sometidas a su propio peso, sobrecargas de edificación, carga de vehículos, viento, oleaje y maquinaria de elevación.

Esta condición supone el uso de  $k_d=0.001$

R2: Carga de impacto, aplicable al caso de grandes deformaciones, choque o explosión.

Esta condición supone el uso de  $k_d=1.0$

### **CONSECUENCIAS DEL FALLO:**

C1: Elementos de escasa responsabilidad cuyo fallo produce únicamente efectos locales de escasa entidad

Esta condición supone el uso de  $\gamma_C=1,0$

C2: Elementos de responsabilidad, cuyo fallo puede producir el colapso total con graves consecuencias para las personas o provocando daños costosos.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Esta condición supone el uso de  $\gamma_c=1,5$

### TEMPERATURA NOMINAL DE ENSAYO CHARPY

Para espesores inferiores a 150 mm es simplemente la especificada por la EN10025 en función del grado del acero (+20°C, 0°C y -20°C para los grados JR, J0 y J2G3 respectivamente).

Se calcula en primer lugar el límite elástico a partir del nominal, que se designará como “ $f_{y0}$ ”, y del espesor “ $t$ ” según:

$$f_{yl} = f_{y0} - 0.25 \frac{t}{t_1} \cdot \frac{f_{y0}}{235}$$

Donde  $t_1=1$  mm.

Con el límite elástico real y el parámetro  $\alpha$ , definido como:

$$\alpha = \frac{1}{k_a + k_b \cdot \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) + k_c \cdot \sqrt{\frac{t}{t_1}}}$$

Se calcula la tenacidad requerida:

$$K_{IC} = (\gamma_c \cdot \alpha)^{0.55} \cdot f_{yl} \cdot \frac{\sqrt{t}}{1.226}$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La temperatura mínima de servicio viene dada por:

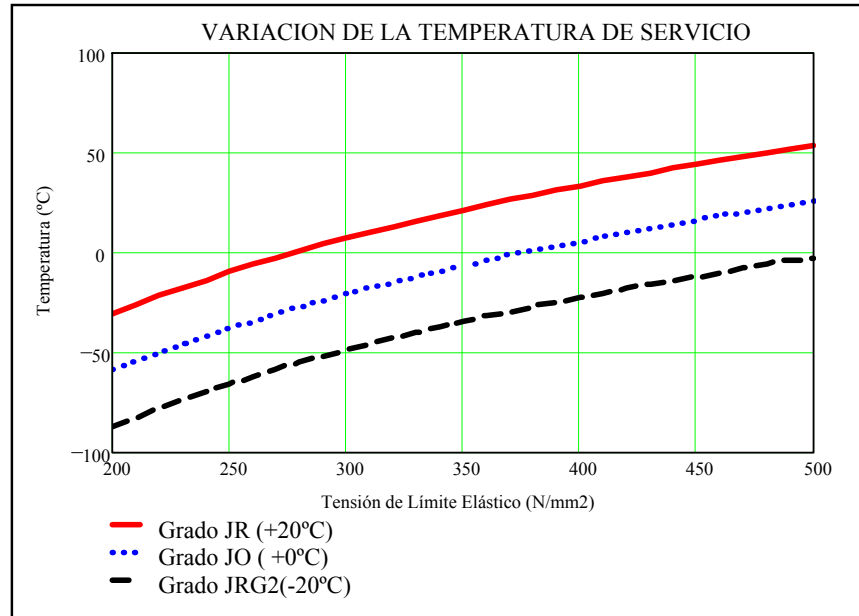
$$T_{\min} = 1.4 \cdot T_{CV} + 25 + \beta + (83 - 0.08 \cdot f_{yl}) \cdot k_d^{0.17}$$

Siendo  $\beta$ :

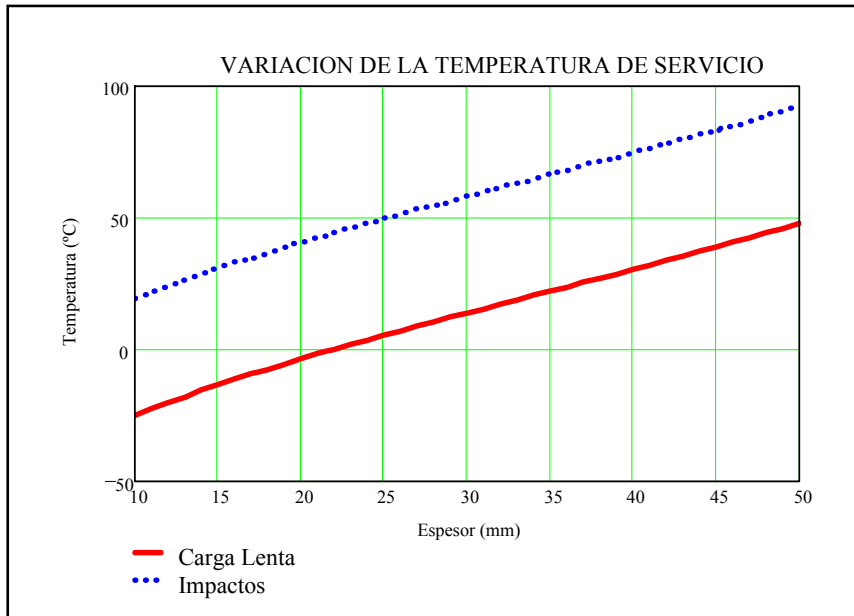
$$\beta = 100 \cdot (\ln(K_{IC}) - 8.06)$$

Las gráficas que siguen muestran la forma en la que varía la temperatura mínima de servicio con algunos de los parámetros citados.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



# ESTRUCTURAS METÁLICAS



## V.5 ACEROS ESPECIALES

### V.5.1 ACEROS RESISTENTES A LA CORROSION

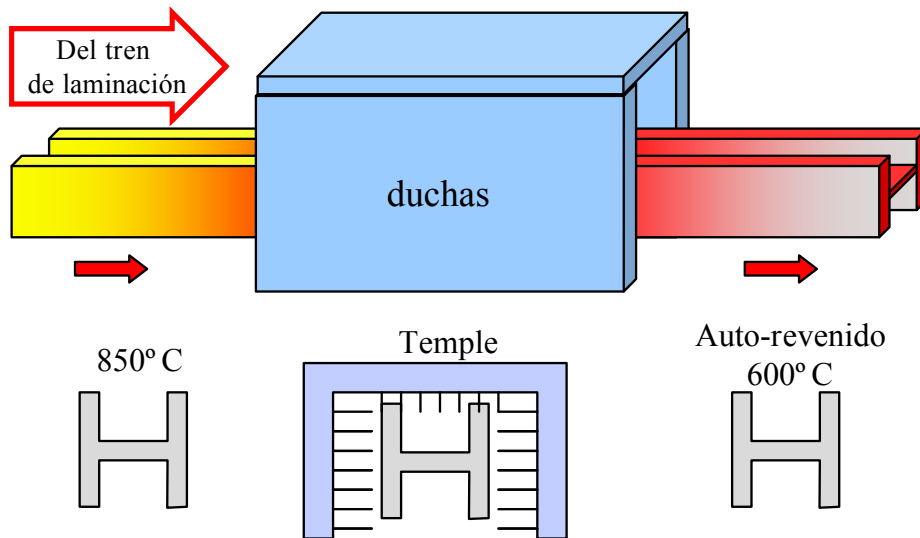
También llamados "autopatinables", pero más conocidos por el nombre de una marca comercial: "Cor-ten". Introduciendo algunos aleantes (básicamente Cobre) se consigue un material cuya oxidación produce una capa superficial impermeable al aire, impidiendo así que la corrosión llegue a profundizar. Estos aceros no se pintan ni protegen de forma alguna y, por tanto, la conservación de las estructuras fabricadas con ellos resulta muy económica. Entre las desventajas, y aparte de la monotonía estética que impone la uniformidad de su coloración, cabe citar la necesidad de un diseño esmerado que evite escorrentías de agua que, al arrastrar el material que forma la capa protectora, ensucia otras partes de la estructura (manchas de óxido) y permite la progresión de la corrosión al interior de las piezas.



### **V.5.2 ACEROS QST.**

Comúnmente designados según las iniciales en Inglés del proceso de fabricación ("Quenched Self-Tempered". Aceros templados y autorevenidos). Junto con los Termomecánicos que se citan a continuación forman parte del grupo de aceros en los que las propiedades mecánicas se obtienen no tanto de la composición química (como en los aceros convencionales) como de su estructura metalográfica. Inmediatamente después de la última pasada por el tren de laminación se introduce el perfil (a muy alta temperatura aún) en una cortina de agua, produciendo un temple tanto más energético como superficial sea el material. El propio calor acumulado en el interior de la pieza produce, al pasar hacia el exterior, el revenido del material previamente templado. Como resultado se obtiene un material de estructura metalográfica muy cuidada (lo que es posible controlando automáticamente toda la cadena de producción) y en el que se pueden obtener magníficas propiedades mecánicas actuando sobre las variables del proceso (velocidad de paso por la cortina de agua, velocidad de enfriamiento ....)

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



La marca comercial más conocida es HISTAR

### **V.5.3 ACEROS TERMOMECHANICOS.**

La última pasada de laminación se produce cuando el perfil ha disminuido su temperatura. El paso por los rodillos produce la deformación "en frío" de las capas superficiales, orientando la estructura metalográfica.

Como en el caso de los aceros QST, un tratamiento térmico posterior (una simple soldadura) puede, al menos en teoría, acabar con la estructura metalográfica favorable y, por lo tanto, disminuir las propiedades del material. En cambio, un acero en el que todas las propiedades descansasen en la formulación química sería más insensible a estos efectos.

### **V.5.4 ACEROS DE ALTO LÍMITE ELÁSTICO**

Bajo tal designación existen en el mercado perfiles y chapas de mayor límite elástico que los convencionales.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El más conocido es el S 460, cuyas tensiones de límite elástico y rotura rondan los 460 N/mm<sup>2</sup> y 600 N/mm<sup>2</sup> respectivamente (como siempre, valores algo inferiores al aumentar el espesor).

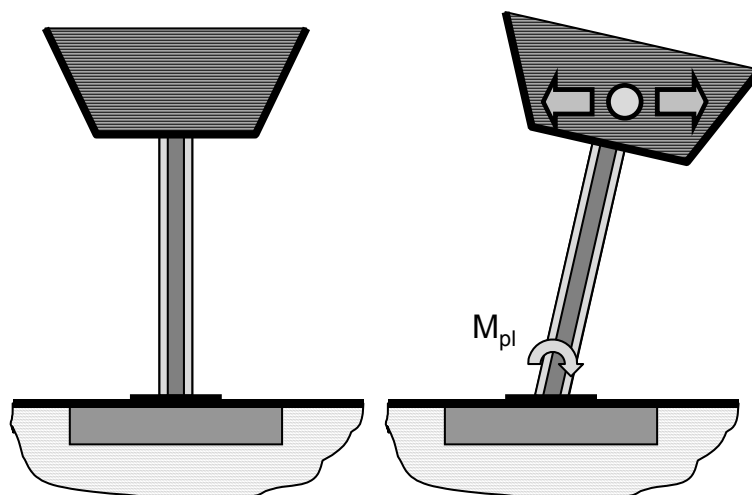
El empleo de tales aceros se justifica únicamente en caso muy especiales, en los que la rigidez no sea determinante.

### **V.5.5 ACEROS DE LÍMITE ELÁSTICO ACOTADO**

En determinados tipos de cálculo, y muy especialmente en los que se refieren a la resistencia de la estructura frente a la acción sísmica, se postula un mecanismo de fallo por formación sucesiva de rótulas plásticas hasta la formación de un mecanismo.

Según este esquema la estructura se modeliza como un conjunto de componentes (vigas, pilares, nudos,...) unidos por rótulas plásticas. Cada componente se dimensiona para resistir de forma segura los esfuerzos transmitidos por las rótulas aledañas.

En este esquema de comprobación, cada día más habitual, el que el límite elástico real del acero alcance valores superiores a los nominales resulta, paradójicamente, inseguro, ya que puede inducir el fallo de los componentes,



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

calculados para esfuerzos inferiores.

Un ejemplo puede aclarar la situación Sea el depósito elevado de la figura 8. Conforme a la actual normativa se supone la plastificación del fuste en la base. Ello permite dimensionar la cimentación para un momento que coincidirá con el plástico de la sección de empotramiento sometida al axil concomitante.

Si el límite elástico real de los perfiles se incrementa también lo hará el momento sobre la zapata, pudiendo producirse un fallo frágil por colapso del suelo.

No es casualidad que hayan sido los fabricantes Japoneses (País muy expuesto a las sollicitaciones sísmicas) los primeros en ofertar este tipo de aceros.

El concepto es igualmente aplicable al proceso convencional de dimensionamiento de uniones y elementos: una recomendación clásica en cualquier normativa es la que establece que las uniones han de ser comprobadas para los esfuerzos que pueden transmitir las barras y no para los de cálculo. En definitiva, se trata de asegurar que falla antes la barra (que normalmente lo hará en forma dúctil) que el nudo (que normalmente lo hará en forma frágil). Se comprende que el incremento indiscriminado de límite elástico de las barras puede llegar a poner en aprietos la capacidad de la unión.

Por último, el incremento del límite elástico requiere, como ya se ha visto, el incremento de las exigencias relativas a la rotura frágil.

No es fácil, visto lo expuesto, entender el porqué la normativa no incorpora una limitación al valor máximo del límite elástico.

## **V.6 SOLDABILIDAD**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En general se entiende por soldabilidad de un acero la facilidad con la que se realiza una soldadura correcta. Precisar los anteriores términos resulta ya más complicado.

Partiendo de la base de que todos los aceros se pueden llegar a unir correctamente por soldadura, la experiencia demuestra que algunos requieren procesos de cierta complejidad en cuanto a las necesidades de calentamiento previo, aporte de energía por pasada, enfriamiento controlado, etc... Si no se cumplen tales requisitos no es posible asegurar la ausencia de defectos de una soldadura.

La relación de parámetros que influyen en la facilidad de soldadura y la forma en que lo hacen son, aún hoy día, objeto de intensa discusión. A lo más que han llegado algunas normas es a definir un parámetro, denominado "Carbono Equivalente" que pondera el efecto de cada elemento componente del acero, estableciendo así, al menos, un índice relativo a la composición química. Su formulación no es universal, aunque la mas aceptada probablemente sea la propuesta por la EN.10025 :

$$C.E.V.=C+M_n/6+(C_r+M_o+V)/5+(N_i+C_u)/15$$

Los valores usuales del Carbono Equivalente oscilan entre 0.41 y 0.47.

Aunque este aspecto no haya sido aún recogido en normas, debe recordarse que aquellos aceros cuyas propiedades mecánicas derivan de un tratamiento térmico del que resulte una estructura metalográfica especialmente favorable, pueden perder tal estructura al verse sometidos a otro tratamiento, la soldadura, que modifica dicha estructura.

En consecuencia, parece clara la necesidad de adoptar algunas precauciones con los aceros de tipo QST y Termomecánicos.

### **V.7 ELEMENTOS DE ACERO**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **V.7.1 LAMINADOS**

En general, se llaman elementos laminados en caliente a los que adoptan su forma tras el paso por los trenes de laminación, básicamente constituidos por hornos de calentamiento del material y trenes de rodillos que, en sucesivas pasadas, van dando forma al elemento.

Los elementos típicos son los lineales (comúnmente designados como perfiles) y las chapas.

Los perfiles se sirven en series, caracterizadas por una sección semejante. Las más comunes son:

- Serie IPN-IPE

Los IPN tienen las caras interiores de las alas inclinadas. Ello facilita la fabricación pero requiere algunas precauciones en montaje (necesidad de arandelas en cuña si se desea usar tornillería). Los IPE mantienen el espesor constante en todo el ala.

Son elementos diseñados para trabajar a flexión, obteniendo la máxima inercia en relación al peso.

- Serie HEA, HEB, HEM.

De alas más anchas que los IP, se utilizan en flexión cuando interesa conservar un canto mínimo. También se utilizan, especialmente las series pesadas -HEM- como pilares. La serie HEA tienen las alas menos gruesas que la HEB y ésta, a su vez, menos gruesas que la HEM.

- SERIE L

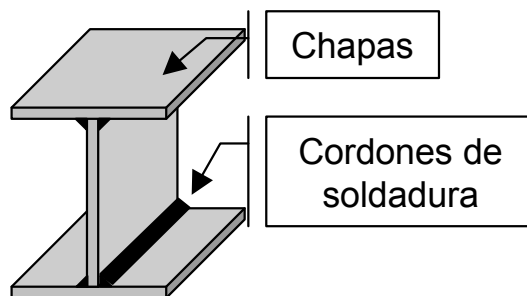
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Son, probablemente, los más versátiles entre los perfiles laminados. Se les puede encontrar como elementos traccionados en triangulaciones de estructuras de edificación, diagonales de celosías, etc. Se utilizan también como elementos auxiliares para el soporte de forjados, carpintería metálica etc...

- Otros

Aunque existen muchos otros productos laminados, no alcanzan la difusión de los expuestos. El catálogo de cada fabricante especifica sus productos y las condiciones de servicio.

### **V.7.2 CHAPAS.**



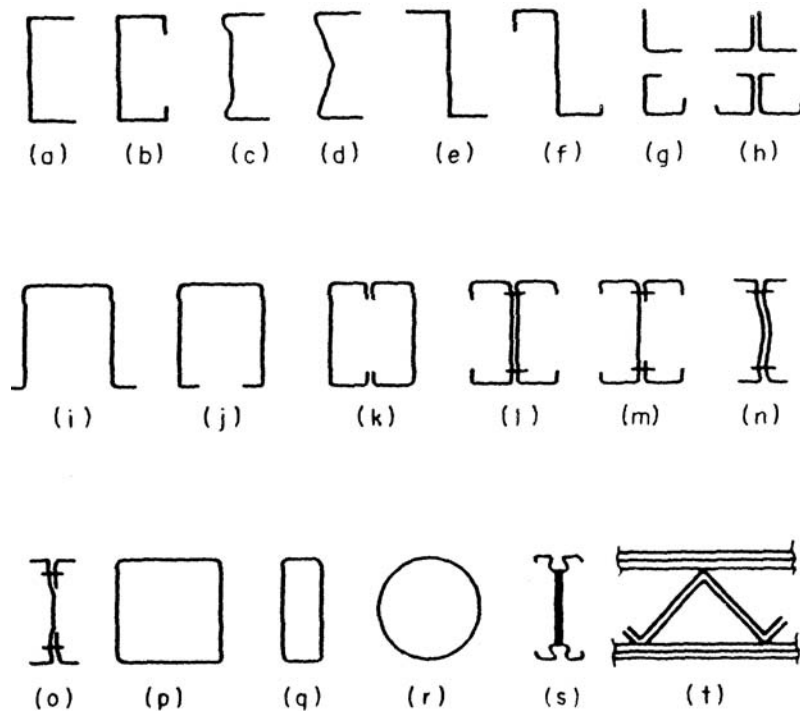
Constituyen, junto con los perfiles antes citados, el grueso de la producción de laminados.

Se utilizan para la formación, por soldadura, de perfiles armados, cajones de puentes, calderería, etc.

### **V.7.3 PERFILES CONFORMADOS**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los perfiles conformados en frío (habitualmente conocidos como conformados)



se fabrican haciendo pasar chapa de pequeño espesor (algunos milímetros), a temperatura ambiente, por rodillos de laminación.

El producto resulta así con una deformación en frío que aumenta su límite elástico en las zonas de mayor deformación. A cambio, la resistencia a rotura frágil y la soldabilidad pueden disminuir

En los últimos años se está produciendo un gran desarrollo de este mercado, lo que provoca la comercialización de perfiles de mayor tamaño y espesor (se está conformando chapa de espesor superior a 15 mm).

## V.8 REFERENCIAS



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- **MECHANICAL BEHAVIOR OF MATERIALS.** N.E. Dowling. Prentice Hall International Editions. 1993
- **GUÍAS DEL INSTITUTO PARA LA CONSTRUCCIÓN TUBULAR**
- **GUIDE TO DESIGN CRITERIA FOR BOLTED AND RIVETED JOINTS.** G.L.Kulak, J.W. Fisher, J.H.A. Struik. Wiley 1987
- **DESIGN OF WELDED STRUCTURES.** Blodgett. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation. 1966

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **VI RELACIONES DE COMPORTAMIENTO. GENERALIDADES**

#### **VI.1 INTRODUCCIÓN**

#### **VI.2 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURAS MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS COMPONENTES**

#### **VI.3 COMPONENTES ESTRUCTURALES BÁSICOS**

#### **VI.4 RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN ELÁSTICO LINEAL**

#### **VI.5 RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN ELÁSTICO NO LINEAL**

#### **VI.6 RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN PLÁSTICO**

##### **VI.6.1 CRITERIO DE PLASTIFICACIÓN**

##### **VI.6.2 RELACIÓN ENTRE TENSIONES Y DEFORMACIONES**

##### **VI.6.3 CRITERIO DE ENDURECIMIENTO**

#### **VI.7 DUCTILIDAD**

#### **VI.8 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

## **VI.1 INTRODUCCIÓN**

El proceso clásico de comprobación de estructuras se basa, como ya se ha expuesto en el capítulo 5, en una separación estricta entre los conceptos de rigidez y resistencia.

Los esfuerzos en las barras se obtienen como función de la distribución de rigideces (en muchos casos supuesta y sin gran parecido a la real).

Las barras se comprueban comparando los esfuerzos así obtenidos con resistencias calculadas con criterios muy distintos.

El ejemplo mas claro es el pórtico de hormigón considerado en el capítulo 5. Las rigideces de las barras utilizadas en el cálculo de esfuerzos corresponden a la sección bruta, pero esos mismos esfuerzos se comparan con resistencias calculadas asumiendo la fisuración del hormigón y la plastificación de la armadura.

La inconsistencia del planteamiento es clara. Su uso sólo se justifica por la simplificación que introduce, permitiendo el empleo de métodos simples de evaluación de esfuerzos.

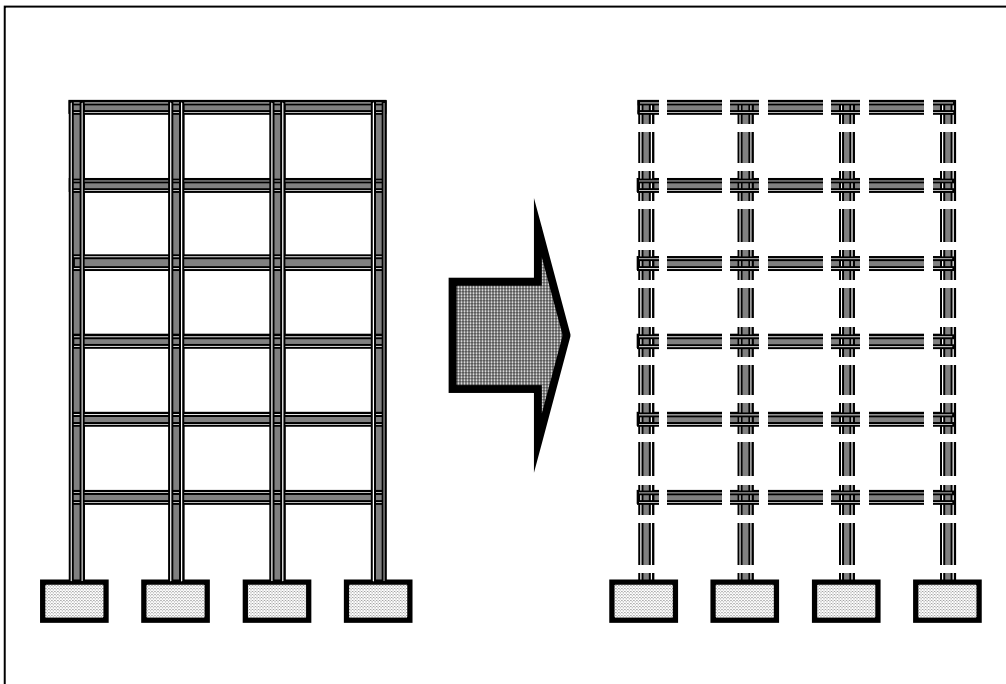
Es necesario recalcar lo artificioso de la separación entre rigidez y resistencia. Esa separación ha sido la causa última de un gran número de problemas en las estructuras de edificación construidas en hormigón armado durante los años 70, calculadas según este esquema y sin establecer salvaguarda alguna respecto a las condiciones de fisuración (lo que indujo gran número de daños por deformabilidad excesiva de la estructura).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Los métodos actuales de cálculo tratan de superar esta dicotomía introduciendo en el modelo de la estructura la curva completa de comportamiento de sus elementos, si bien en una versión simplificada que permita el tratamiento numérico simple.

### **VI.2 MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS COMPONENTES**

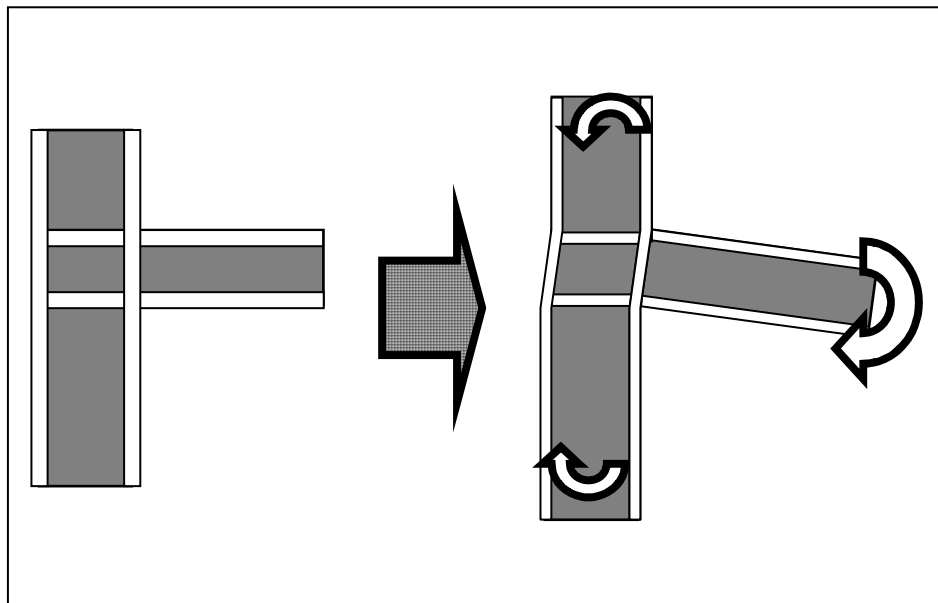
Al objeto de facilitar el tratamiento numérico la estructura se considera formada por un conjunto de componentes que representan el comportamiento de cada una de sus partes. Aunque en posteriores apartados se precisa y particulariza a cada caso el significado del término “comportamiento”, cabe adelantar que se utiliza aquí en su



acepción más simple: simple relación entre la fuerza / tensión aplicada a un elemento y su alargamiento/deformación.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En muchos casos estos componentes coinciden con los elementos estructurales ya familiares. Es el caso de la estructura de edificación formada por pórticos (en lo que se podría considerar como un “primer nivel” de componentes) que, a su vez, constan de zapatas, pilares, vigas y nudos (componentes de “segundo nivel”). En el mismo sentido, muchos de estos componentes se podrían considerar simple ensamblaje de otros más elementales. El nudo de la figura 2 podría entenderse como compuesto por el recuadro de alma del pilar, las alas del mismo, los cordones de soldadura entre alas de pilar y viga,.. Cada uno de estos componentes determina diferentes aspectos del comportamiento del conjunto. Por ejemplo, es fácil comprender que el espesor del recuadro de alma influye en la rigidez del nudo de la figura 2 y que, sin embargo, la resistencia puede quedar condicionada por la de los cordones.

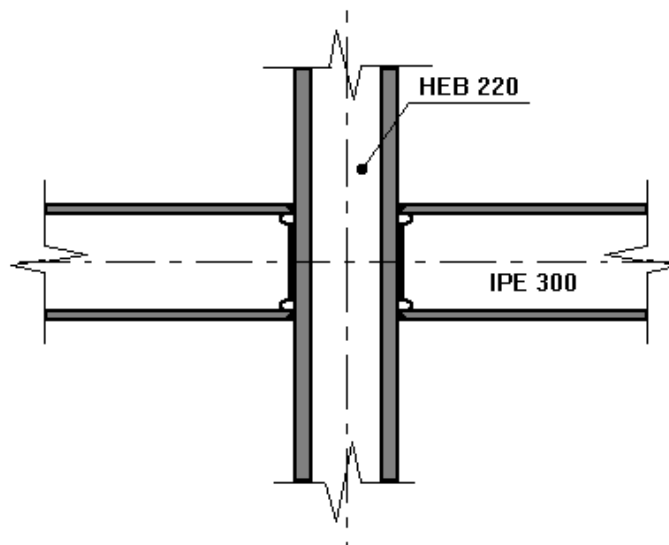


Esta descomposición tiene por objetivo individualizar cada uno de los elementos que tienen influencia en la rigidez o en la resistencia de la estructura de forma que sea posible normalizar procedimientos razonablemente simples de evaluar sus

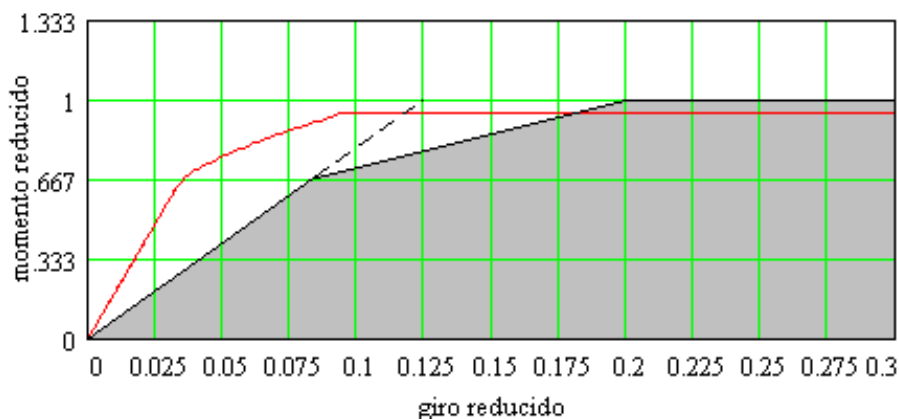
# ESTRUCTURAS METÁLICAS

características. Siguiendo con el ejemplo del nudo viga-pilar, el Anejo J del Eurocódigo de Estructuras Metálicas proporciona una serie de procedimientos que permiten la estimación del comportamiento de uniones como la señalada. En el ejemplo que muestra la figura 3 se ha evaluado la curva de comportamiento que refleja la figura 4.

Una vez obtenida la curva de comportamiento de cada componente ésta se incorpora al modelo general de la estructura. En el caso considerado, la unión viga pilar, se podría incorporar en un modelo de cálculo matricial introduciendo una barra ficticia entre los nudos correspondientes a los extremos de las barras que modelizan la viga y



el pilar, según muestra la figura 5. A la nueva barra se le asignaría una rigidez a torsión equivalente a la del nudo (naturalmente, sería necesario restringir los grados de libertad fuera del plano para que, al sacar las vigas del plano del pórtico, sus



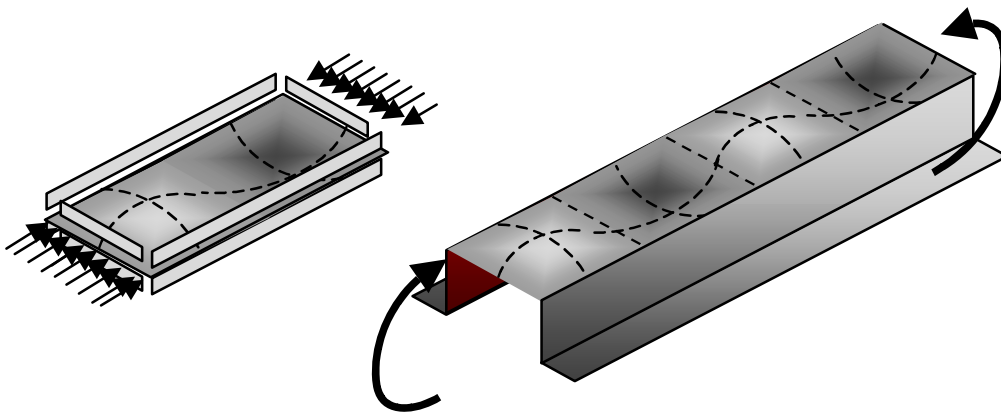


## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la mayoría de los casos al menos en las estructuras de edificación e industriales, basta con una relación de comportamiento simplificada que es la que se limita al caso de tensiones normales en una única dirección. Se podría, en este sentido, definir un componente “fibra” de comportamiento el de la probeta en el ensayo de tracción.

### **Chapas**

Se entenderá por chapa a la sometida a tensiones normales de tracción o compresión, reservando el término “paneles” a las chapas solicitadas a cortante,



según se describe en el siguiente apartado.

Mientras que el comportamiento de las chapas traccionadas puede asimilarse en todo al de las “fibras” descritas en el anterior párrafo (salvando, naturalmente, el factor de escala que representa su área), el de las comprimidas queda



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

condicionado por la abolladura. Así, si para bajos niveles de carga la curva de comportamiento es simétrica, en cuanto la tensión alcanza valores de cierta importancia la rigidez disminuye rápidamente si la tensión es de compresión.

El comportamiento de las chapas condiciona el de las secciones y barras trabajando en axil o a flexión (figura 6).

### **Paneles**

Como se explicará mas adelante, la relación de comportamiento de chapas

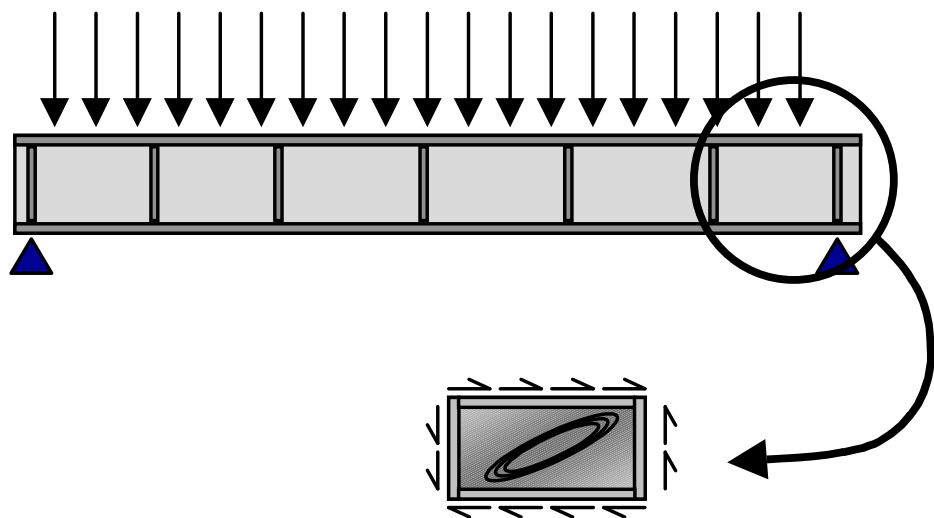


Fig. 7. Componente "Panel"

sometidas a tensiones normales de dirección paralela a su contorno es muy diferente a la de aquellas que se ven sometidas a tensiones cortantes. En este último caso cobra especial importancia la geometría de la chapa, lo que justifica el término "panel"

### **Secciones**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

En principio una sección no es más que un conjunto de chapas sometidas a solicitaciones relacionadas entre sí a través de la hipótesis de Bernouilli (secciones rectas normales al eje de la barra permanecen rectas)

## **Barras**

En paralelo al caso de chapa/fibra descrito con anterioridad, el comportamiento de las barras es en todo semejante al de las secciones en el caso de esfuerzos de tracción (introduciendo, obviamente, el factor de escala que supone la longitud), y muy distinto en el caso de esfuerzos de compresión, caso en el que el pandeo establece las diferencias ya familiares.

## **Nudos**

Constituyen un capítulo aparte en esta relación debido a lo complejo de su formulación.

## **DEFINICIONES**

La figura 8 representa una curva de comportamiento típica. En particular su configuración es la indicada en las recomendaciones FEMA 273 relativas al análisis sísmico y fue pensada no tanto como representativa de un ensayo de

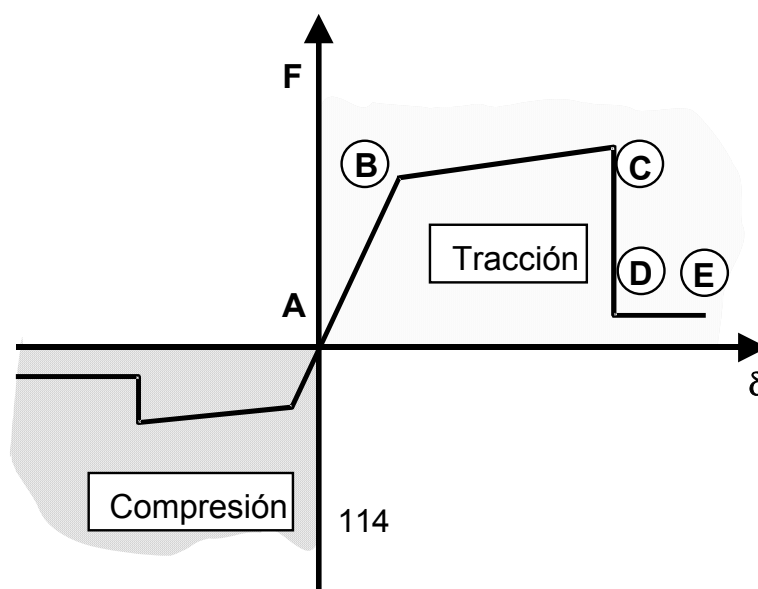


Fig. 8. Curva de comportamiento FEMA 273

comportamiento sino como envolvente de las curvas de comportamiento correspondientes a un ensayo cíclico (figura 9).

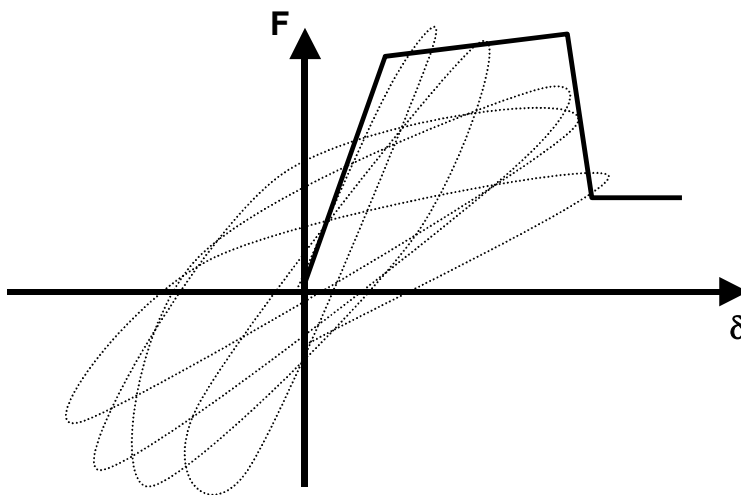


Fig. 9 Curva "Backbone"

Con la salvedad citada, lógica si se piensa en que la norma se refiere al cálculo sísmico, la curva puede ser considerada de aplicación general.

El estudio de la curva (fig. 8) permite identificar la expresión más simple de algunos de los

conceptos abordados en el presente capítulo.

Se distinguen las siguientes zonas:

- La correspondiente a los desplazamientos más bajos, caracterizada por el segmento A-B, zona de comportamiento **elástico**. En esta zona las recuperaciones son totales (esto es, si la carga de ensayo del componente se mantiene en estos límites al retirarla las deformaciones serán las mismas que antes de aplicar las cargas). Esta zona se entiende también **lineal**, lo que simplemente indica proporcionalidad entre los valores de las cargas y los de los desplazamientos.
- La zona de comportamiento **plástico**, para alargamientos mayores (segmento B-C). Se caracteriza por la existencia de deformaciones remanentes al retirar la carga (figura 10). La pendiente de la rama de descarga coincide con la de la rama elástica.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

- Un modelo más sofisticado incluiría una zona intermedia, de comportamiento **elástico-no lineal**. En un ensayo convencional, simple aplicación de cargas de valor gradualmente creciente, no es posible distinguir esta zona de la plástica.

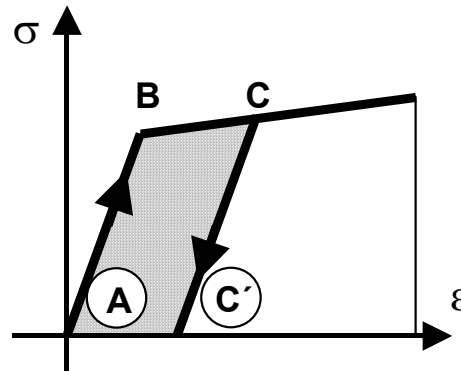


Fig. 10. Comportamiento plástico

- El segmento C-D representa la **degradación** del componente, entendida aquí como simple pérdida de rigidez debida al incremento del número de ciclos (en el caso sísmico) o a la formación de sistemas inestables (la plastificación de la sección central en el caso de barras comprimidas).
- El último tramo, D-E representa la **resistencia residual** del componente.

La definición de cada uno de los puntos “A” a “D” es siempre compleja y requiere la formulación de reglas convencionales.

Así, la situación del punto “B”, **límite elástico** se puede precisar con razonable seguridad en el caso del ensayo de tracción de algunos aceros (no de todos) pero es mucho más difícil de situar en la curva de pandeo de una barra (figura 11).

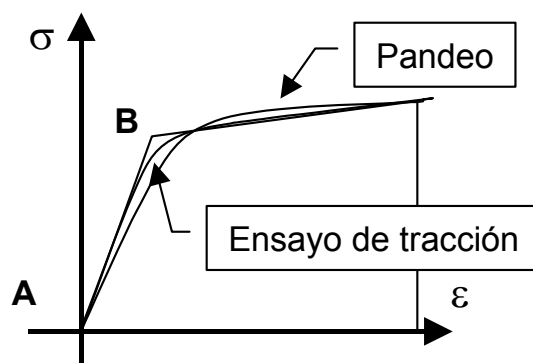


Fig. 11. Definición del límite elástico

Igualmente, para situar el punto “C” de la curva (figura 8) se hace preciso definir un **criterio de fallo** que permita

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

identificar la situación en la que el material debe considerarse agotado y que podría responder a las siguientes situaciones:

- La rotura de la probeta
- El punto en el que se alcanza la máxima carga. Este criterio encuentra su justificación en que el resto del ensayo hasta la rotura de la probeta es inestable y carece de interés práctico en la mayoría de los casos (de hecho son muy pocas las máquinas de laboratorio capaces de registrar este rango)
- Una deformación máxima de las fibras, lo que evitaría desplazamientos tan importantes en la estructura construida con tal acero que la hiciesen inservible aunque conservase su continuidad.
- Por último, el cociente entre el alargamiento en la situación de fallo y aquel para el que se produce la plastificación, parámetro conocido como **ductilidad** constituye uno de los parámetros básicos en el análisis estructural moderno.

Los anteriores términos, pueden ser entendidos como simples definiciones establecidas sobre una gráfica experimental concreta, o pueden ser, en el sentido en el que se utilizan en el presente capítulo, generalizados a cualesquiera otras gráficas (bien experimentales o bien obtenidas tras un proceso numérico de simulación) y permitir, tras el correspondiente proceso de abstracción, la expresión analítica de **relaciones de proyecto**, que recojan los parámetros más importantes del ensayo y los expresen en forma simple e integrable en las herramientas de cálculo habituales.

Análogamente, sería deseable generalizar tales relaciones a las que se establecen entre cualquier estado de esfuerzos (tensiones en elasticidad, axiles

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

y flectores en barras, cargas en estructuras) y cualquier estado de desplazamientos.

En términos estrictos, por relación de comportamiento debería entenderse tan solo la que se establece entre tensiones y deformaciones. Al sustituir éstas últimas mediante la relación deformaciones-desplazamientos se obtiene una relación entre esfuerzos y desplazamientos útil para el análisis.

En lo que sigue se aplicará el término "comportamiento" indistintamente a las relaciones esfuerzos-deformaciones y esfuerzos-desplazamientos.

### **VI.4 4. RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN REGIMEN ELASTICO LINEAL**

Esta fase del comportamiento de los materiales y elementos estructurales es la que admite una modelización más simple.

En primer lugar, la relación entre esfuerzos y deformaciones (o, en términos más generales, desplazamientos) es biunívoca: a cada conjunto de esfuerzos le corresponde un único estado de deformaciones. Además, la relación es lineal.

Al lector se le supone ya familiarizado con algunas de estas relaciones:

- En Elasticidad Elemental se explica la formulación de Hooke como ejemplo de relación aplicable al caso de medios continuos elásticos y lineales.
- En el caso de barras sometidas a esfuerzos axiales la relación de comportamiento se establece entre el esfuerzo axial " $N$ " que solicita la sección y la deformación " $\varepsilon$ " de las fibras en ésta. En el caso de material elástico y lineal toma la conocida forma:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\varepsilon = \frac{N}{A \cdot E}$$

donde A es el área de la sección y E el módulo elástico.

Normalmente, sin embargo, es normal considerar como deformación de la barra el cociente entre el incremento de longitud y la longitud inicial, en el sentido expuesto en el anterior apartado de generalizar el concepto de esfuerzos y deformaciones. Entonces la expresión anterior se convierte en:

$$\Delta l = \frac{N}{A \cdot E} \cdot l$$

En el caso de flexión pura, la relación de comportamiento se establece entre el momento Flector "M" que solicita la sección y la curvatura "k" de la misma:

$$M = E \cdot I \cdot \kappa$$

Las relaciones expuestas son, evidentemente, parciales, dado que tan solo se ajustan al comportamiento real para los niveles más bajos de los esfuerzos.

### **VI.5 RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN REGIMEN ELASTICO NO LINEAL**

Para niveles mas altos de los esfuerzos aparecen en ocasiones discrepancias claras con el comportamiento previsto por la relación lineal.

En el caso de tracción simple el comportamiento del acero es perfectamente lineal hasta las proximidades del límite elástico, por lo que no tiene mucho sentido

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

complicar la expresión analítica de la relación de comportamiento para un rango de esfuerzos que, en la práctica, se confunde con el que produce la plastificación. No obstante, en las normas publicadas en los años 60 y 70 (entre ellas nuestra E.A.95) aparecen expresiones no lineales como la que se reseña en el capítulo de este mismo texto correspondiente al comportamiento del material. Se trata, en cualquier caso, de relaciones parciales, aplicables únicamente a estados tensionales particulares, muy simples (una única tensión principal no nula) aunque aplicables a muchas situaciones reales.

Este tipo de no-linealidades, relativas al material, tienen un origen muy distinto al de las que se presentan cuando el equilibrio se plantea sobre la configuración deformada. Es el caso, ya expuesto, del pandeo de barras. La relación de comportamiento se plantea aquí entre la carga axial aplicada y el desplazamiento en dirección normal al eje de cualquier punto, y tiene la forma que se representa en la siguiente figura:



## RELACIÓN AXIL-FLECHA

(barra de 5 m , sección de 5x5 cm, imperfección de L/500)

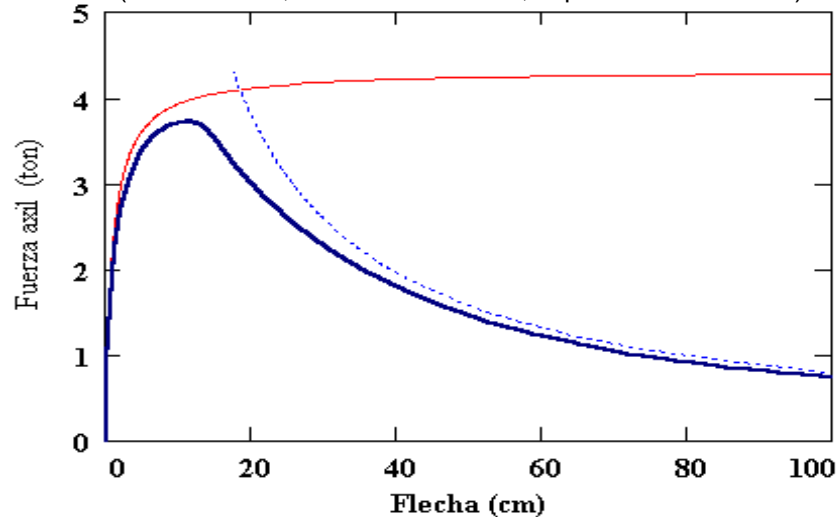


Fig. 12. No linealidad geométrica

## VI.6 RELACIONES DE COMPORTAMIENTO EN REGIMEN PLÁSTICO

El comportamiento plástico se caracteriza por la pérdida del carácter biunívoco de la relación de comportamiento. A cada esfuerzo pueden corresponder distintos desplazamientos en función de la historia previa de cargas

Requieren la definición de un criterio de plastificación, de una ley de flujo que relacione los incrementos de tensión con las deformaciones y de un criterio de endurecimiento.

### VI.6.1 CRITERIO DE PLÁSTIFICACION

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Un criterio de plastificación no es más que la definición de los esfuerzos que constituyen la frontera a partir de la cual se producen deformaciones plásticas. En muchos casos tal definición se puede representar en un espacio de esfuerzos/tensiones como una superficie, denominada de fluencia.

Naturalmente, en el caso estados tensionales tan simples como el que se produce en el ensayo de tracción, el criterio de plastificación se formula de manera muy elemental. La superficie de fluencia se convierte entonces en un simple punto, que se puede representar sobre el diagrama tensión deformación.

### **VI.6.2 RELACION ENTRE TENSIONES Y DEFORMACIONES**

Normalmente, esta relación se expresa en términos incrementales. De expresión muy compleja en el caso de estados tensionales bi o tridimensionales resulta en cambio de expresión más simple en el caso unidimensional.

### **VI.6.3 CRITERIO DE ENDURECIMIENTO**

En general, la superficie de fluencia dependerá, a través del un parámetro  $\kappa$ , de la historia previa de cargas (en una forma que, en ocasiones, se designa como regla de endurecimiento). Gráficamente se corresponde con la modificación de la superficie de fluencia.

En el caso del criterio de von Mises, el endurecimiento se introduce a través del parámetro  $f_y$ . La figura adjunta muestra la modificación de la curva de fluencia (tensión plana) cuando el endurecimiento eleva a  $300 \text{ N/mm}^2$  la tensión de fluencia de un acero A.42.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Naturalmente, en el caso de estados tensionales tan simples como el que se produce en el ensayo de tracción, el criterio de plastificación se formula de manera muy elemental:

La superficie de fluencia se convierte entonces en un simple punto, que se puede representar sobre el diagrama tensión deformación, y la regla de endurecimiento consiste en el desplazamiento del punto sobre el eje de tensiones.

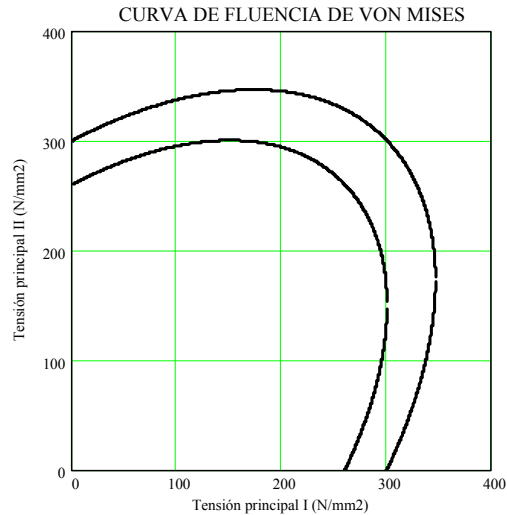


Fig. 13. Endurecimiento

## VI.7 DUCTILIDAD

Ya se ha definido la ductilidad como la relación entre las deformaciones en rotura y en plastificación. Para comprender su importancia se puede recurrir al ya clásico ejemplo de las tres barras.

Supóngase la acción de una carga vertical sobre el sistema de barras mostrado (las tres

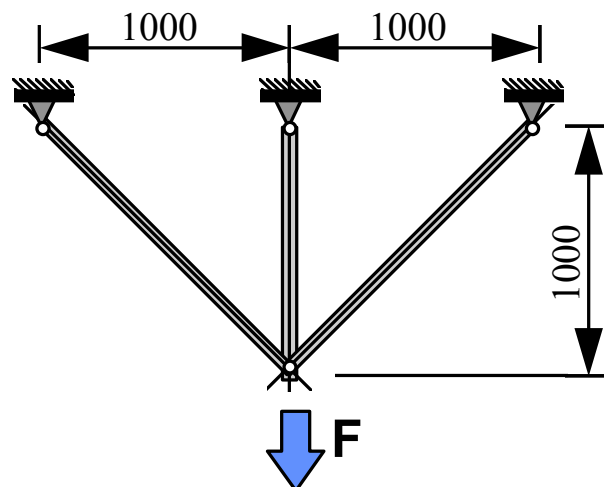
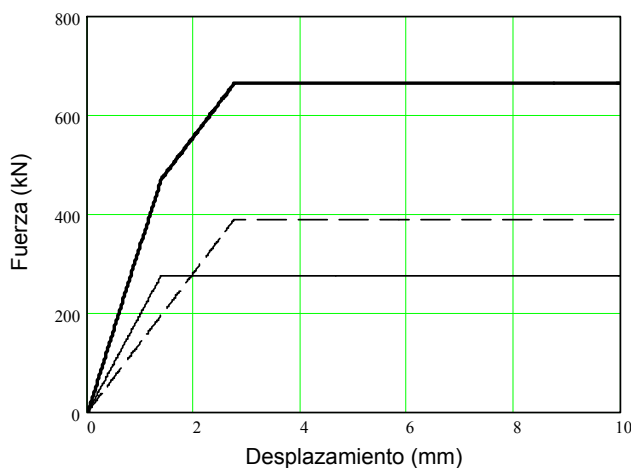


Fig. 14 Problema de las tres barras

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

tienen idéntica sección y material). La resolución del problema en régimen elástico demuestra que la barra vertical coge un axil doble del de las inclinadas. Ello implica que, al incrementar la carga aplicada, alcanzará su límite elástico antes que éstas. Si el material es dúctil, la estructura admite nuevos incrementos de carga exterior, ante los cuales la barra central se alargará sin coger mas carga, pero sin perder nada de la que ya tenía, mientras que serán las laterales las que recogerán el nuevo incremento de carga.



**Fig. 15. Relación carga desplazamiento de la estructura de tres barras**

La relación carga-desplazamiento será similar a la mostrada en la figura adjunta. Se muestra la fuerza ejercida por la barra central (trazo fino continuo), por las dos laterales (trazo fino discontinuo) y el valor de la fuerza aplicada (simple suma de las anteriores. Se muestra con trazo continuo grueso) El colapso se produce cuando la

tensión en las barras inclinadas alcanza el valor de Límite Elástico.

Si el material es frágil, esto es, si no admite una deformación plástica suficiente, al superar el nivel de carga que plastifica la barra central se produciría su rotura, con lo que ya no colaboraría en la resistencia del conjunto. Toda la carga exterior (y no únicamente los nuevos incrementos) tendrían que ser ahora recogidos por las barras laterales, pero como éstas no tienen capacidad para ello se produce el colapso completo.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Al hablar de ductilidad es necesario siempre referirse al componente concreto considerado.

Si, por ejemplo el ángulo que formasen las barras fuera de  $10^\circ$ , como se indica en la figura 16, la relación de comportamiento de la estructura sería muy distinta. Cuando el desplazamiento del punto de aplicación de la carga superase el alargamiento en rotura de la barra central (lo que puede ocurrir en cuanto la deformación supere en 20 veces la de límite elástico, según las recomendaciones normativas), se produciría su rotura con la consiguiente caída de la Fuerza en el nudo según refleja la figura 17.

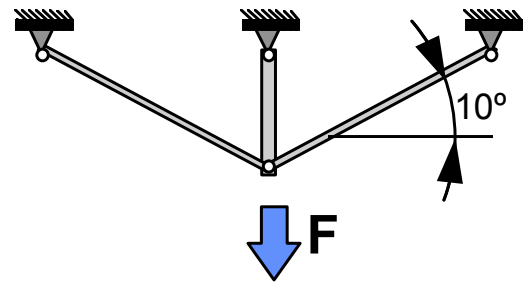


Fig. 16

Si se tratase de un ensayo de fuerza controlada (caso común en las prensas de ensayo, en las que se incrementa progresivamente la presión de un cilindro hidráulico) ello implicaría el fin del ensayo porque al fallar la barra central las laterales no tienen capacidad para recoger la carga que aquella soportaba y el sistema es inestable.

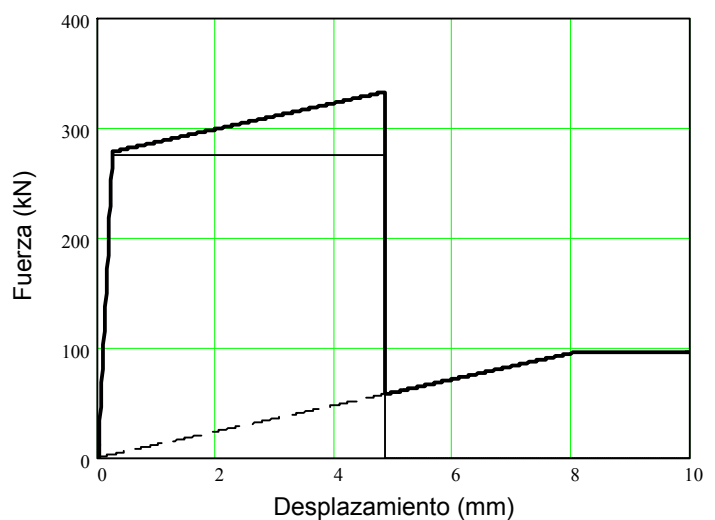


Fig. 17. Relación carga- desplazamiento de la estructura de tres barras

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si el ensayo se controla en desplazamientos sería teóricamente posible sobrepasar el punto inestable. La situación sería similar a la expresada por la figura 17 (en la que, de nuevo, los trazos finos corresponden a cada una de las barras –la central y las dos laterales actuando conjuntamente- y el trazo grueso es la suma de ambos).

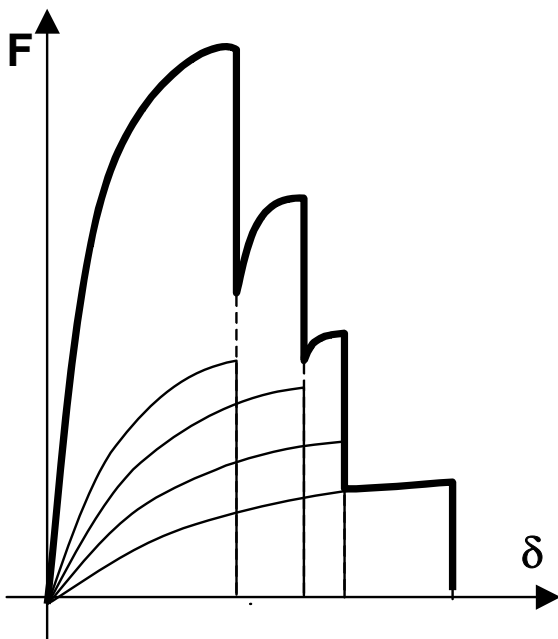


Fig. 18. Comportamiento en "diente de sierra"

Una generalización de esta idea es la de las curvas de comportamiento en "diente de sierra", como la mostrada en la figura 18, correspondiente a la superposición de componentes frágiles. Nótese que no siempre la superposición de componentes frágiles da lugar a una curva inestable.

### VI.8 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA

- **NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. FEMA 273.** Federal Emergency Management Agency. October 1997
- **SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. ATC 40.** Applied Technology Council. November 1996
- **EJERCICIOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS. Vol. I;** J. José Benito Muñoz; R. Álvarez Cabal. Sección de Publicaciones de la E. T. S. I. Industriales de Madrid. Enero 1999.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **VII RELACIONES DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL**

### **VII.1 DISTRIBUCIONES SIMPLES DE TENSIONES**

### **VII.2 DISTRIBUCIONES COMPLEJAS DE TENSIONES. COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN ELÁSTICO**

### **VII.3 DISTRIBUCIONES COMPLEJAS DE TENSIONES. COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN PLÁSTICO**

### **VII.4 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**



## VII.1 DISTRIBUCIONES SIMPLES DE TENSIONES

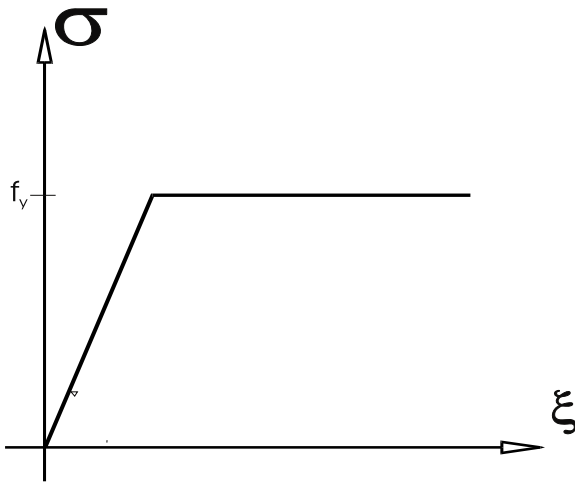


Fig. 1. Relación comportamiento de cálculo

Para estados uniaxiales de tensión, la relativa homogeneidad de los aceros comerciales de cada tipo permite definir curvas de cálculo semejantes a la indicada en la figura 1, formada por dos rectas y caracterizada por los siguientes parámetros:

**Módulo Elástico:** Pendiente de la primera recta. Durante muchos años se ha venido empleando el valor

$2.1E6 \text{ Kp/cm}^2$  redondeando un valor real en torno a  $2.06E6 \text{ Kp/cm}^2$ . Al expresarlo en el sistema internacional se redondea a  $200000 \text{ N/mm}^2$ .

**Tensión de Límite Elástico:** Aquella en la que comienza la deformación plástica. Se designará  $f_y$ .

Conviene resaltar que, en lo que al límite elástico se refiere, el sistema de designación de aceros, un sistema de mínimos, ha venido planteando cierta polémica en los últimos años. Los valores de límite elástico no se acotan en su valor superior (y los de rotura se limitan en una banda muy amplia) de forma que con cierta frecuencia se suministra material de la calidad superior a conveniencia del fabricante o del almacenista. Ello contradice los planteamientos más básicos de los procedimientos de cálculo en capacidad.

Esta familia de procedimientos se basa, como ya se ha expuesto, en la formulación de un mecanismo dúctil de fallo como resultado de la progresiva formación de rótulas plásticas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La condición de seguridad a comprobar es que en ningún momento del proceso se produce una rotura frágil (por ejemplo, a cortante). Los elementos entre rótulas se dimensionan para los esfuerzos que resultan del equilibrio entre las cargas exteriores sobre ellos aplicadas y las transmitidas por las rótulas.

En la figura 2 se muestra el mecanismo que predica el Eurocódigo 8 (Cálculo de estructuras resistentes a sismos) para un pórtico de edificación.

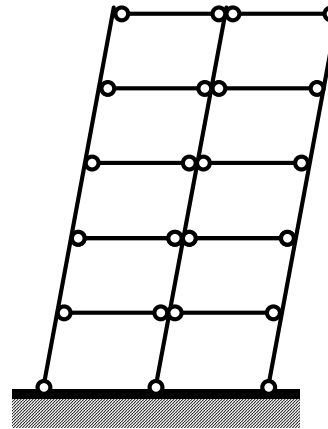


Fig. 2.

En estos métodos se comparan las resistencias de los elementos ante formas frágiles (para cuya estimación se utilizan valores minorados de resistencias) y dúctiles (para cuya estimación se utilizan valores mayorados de resistencias) de fallo. En este sentido, el incremento del límite elástico respecto a los valores nominales, resulta inseguro.

Sin necesidad de llegar a la sistematización que suponen los métodos en capacidad, el planteamiento es, en lo básico, el que siguen las normas de construcción sismoresistente desde hace ya muchos años o el que propugnan algunas reglas de buena práctica en proyecto, las cuales establecen que los elementos frágiles (por ejemplo, las uniones) deberían calcularse para las cargas que los elementos dúctiles (las barras que unen) son capaces de transmitir y no para los esfuerzos de cálculo. En definitiva, se pretende que falle antes el elemento dúctil que el frágil.

La misma filosofía se puede aplicar a la comprobación del material frente a la rotura frágil. Todas las herramientas de cálculo y comprobación de estructuras metálicas asumen comportamiento dúctil del material, esto es, se comprueba únicamente frente a rotura dúctil, nunca frente a rotura frágil. Debe, en consecuencia adoptarse

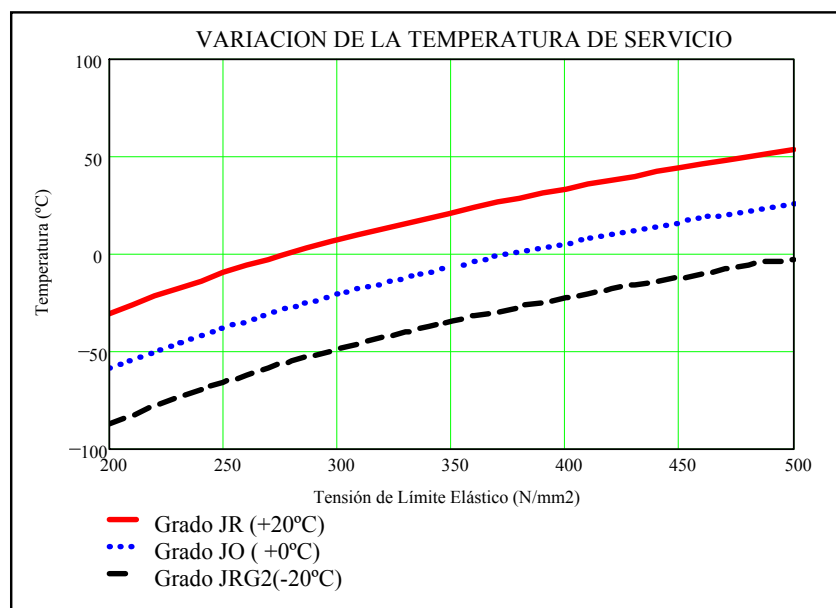
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

todo tipo de precauciones para que, en cualquier circunstancia, la resistencia a rotura frágil supere a la resistencia a rotura dúctil.

Como se ha comentado en el anterior apartado, lo que realmente interesa no es tanto la resistencia de un elemento a rotura frágil como el que tal resistencia sea superior a la que adopte frente a rotura dúctil.

En este sentido, parece claro que los materiales de mayor límite elástico requieren una mayor resistencia a rotura frágil (o, dicho de forma poco rigurosa, los aceros más "resistentes" son también los más susceptibles a la rotura frágil).

La dependencia de la rotura frágil respecto al límite elástico queda patente en la



**Fig. 3. Variación de la temperatura mínima de servicio con el grado y el límite elástico (resto de condiciones constantes)**

figura 3, en la que se muestra el aumento de la temperatura mínima de servicio al incrementarse el límite elástico (manteniendo constante el valor de los restantes parámetros que determinan la resistencia a rotura frágil). Se comprueba cómo un acero S275 J0, que nominalmente sería segura hasta temperaturas de servicio del

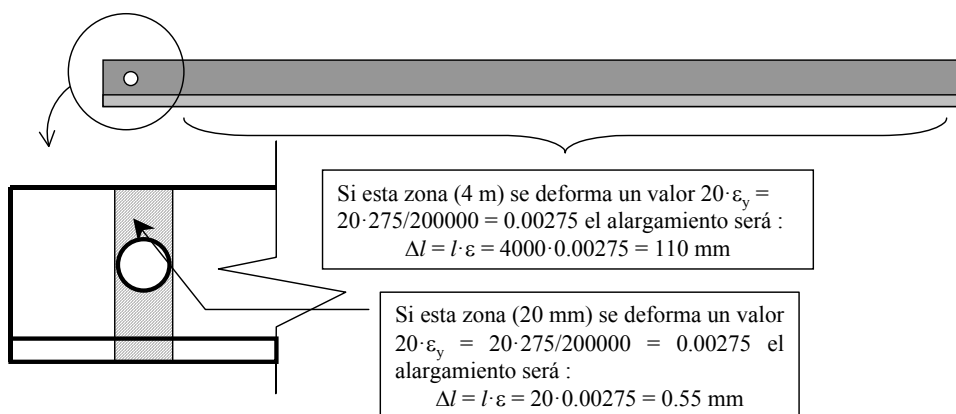
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

orden de  $-30^{\circ}\text{C}$ , deja de ser seguro en cuanto la temperatura baja de  $5^{\circ}\text{C}$  si su límite elástico real es de  $400\text{ N/mm}^2$  (lo que en absoluto representa un caso extremo).

**Tensión de rotura (convencional):** Cociente entre la carga de rotura de la probeta normalizada y el área inicial de ésta.

La ya señalada contradicción entre el amplio uso del valor de la carga de rotura en la designación de los aceros y lo raro de su uso en las comprobaciones se explica porque la tensión de rotura se alcanza con deformaciones tan importantes que, en la práctica, conllevaría desplazamientos inadmisibles en muchos casos. No obstante, en algunos códigos actuales, entre ellos el E. C. 3, se introduce la resistencia del material en las comprobaciones de capacidad en las que una deformación local importante no se traduce en un desplazamiento inadmisibile (por ejemplo, al calcular la capacidad de secciones netas sometidas a tracción).

En principio el Eurocódigo limita su uso al caso de secciones netas en tracción, tornillos, desgarró del alma etc, situaciones en las que la capacidad calculada se refiere a zonas de longitud limitada dentro de la barra, sin extenderla (como probablemente sería más lógico) a cualquier sección. Ello se debe a que se sigue

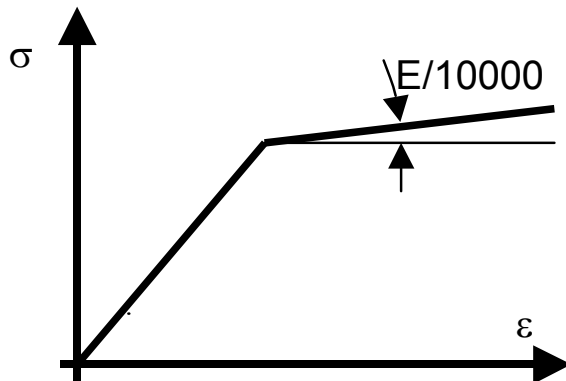


**Fig 4**

asimilando la capacidad de la barra a la de la sección representativa, por lo que en

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

caso de permitir llegar a la rotura a todas las secciones de la barra los alargamientos de la misma serían inadmisibles (fig. 4).



Como la introducción de la anterior curva en códigos de análisis daría problemas numéricos, algunos códigos modernos admiten una ligera pendiente de la rama plástica (una diezmilésima de la pendiente elástica o similar, figura 5). Ello resulta, además, fundamental al considerar la ductilidad, como se verá al final del presente apartado.

Durante muchos años se utilizó en España una curva semejante a la dibujada (figura 6), caracterizada por la definición de un nuevo parámetro, Límite de proporcionalidad -que marca una transición curva entra la rama elástica y la plástica. Se formula según la relación:

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sigma(\xi) = \begin{cases} E \xi & \text{para } \xi \leq \frac{\sigma_P}{E} \\ f_y \cdot \left[ 0,8 + 0,2 \tanh \left( \frac{E \cdot \xi - \sigma_P}{0,2 \cdot f_y} \right) \right] & \text{para } \xi > \frac{\sigma_P}{E} \end{cases}$$

Donde  $\sigma_P = 0,8 \cdot f_y$

Este parámetro se cita en la EA al tratar, por ejemplo la comprobación a pandeo lateral o la abolladura sin que se defina en los apartados correspondientes al material.

En las normativas más desarrolladas no se presta importancia alguna al tramo no-lineal de la relación.

Conviene, por último, llamar la atención sobre la importancia del endurecimiento en la ductilidad de los componentes de mayor grado que el material (especialmente en las barras).

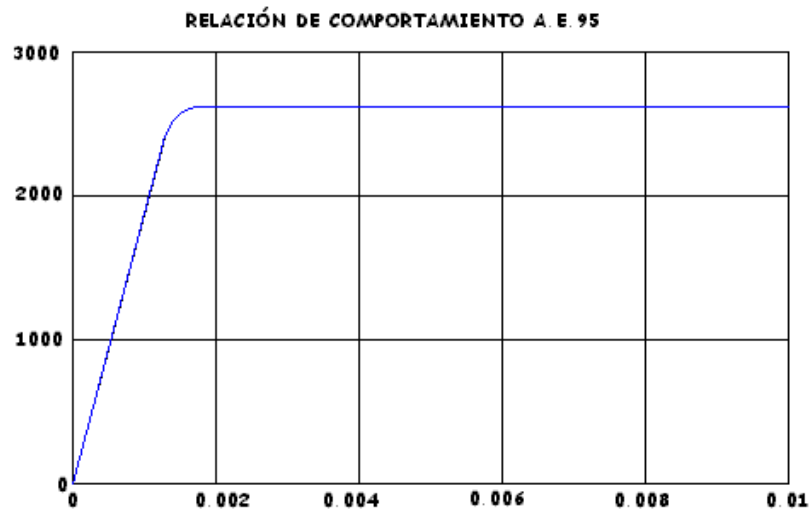


Fig. 6. Relación de comportamiento de la norma Española

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Conforme se extiende el uso de los métodos de cálculo no lineales cobra mayor importancia este aspecto debido a que condiciona de forma directa la relación entre la ductilidad de la sección y la de la barra (y, en último término, de la estructura).

Sea una barra como la de la figura 7 a la que se impone una fuerza o un desplazamiento creciente en su extremo libre.

Si el material siguiese una ley plástica perfecta, sin pendiente alguna en la rama plástica, el comportamiento de una barra ideal, perfecta, en la que todas las secciones fuesen idénticas y, por consiguiente, estuvieran sometidas a la misma tensión, sería también plástico perfecto y la ductilidad de la barra sería el mismo del material, produciéndose la plastificación y la rotura simultáneamente en todas las secciones de la barra.

El comportamiento de una barra real es bien distinto. Las secciones de las barras reales no tienen la misma área (porque se le practican agujeros para tornillos, porque se le rebajan las alas en las uniones, o, simplemente, por tolerancias de laminación) ni el mismo límite elástico (modificado por procesos térmicos durante la fabricación –conformado, doblado mecánico, doblado por cuñas de calor- o montaje –soldadura-). Ello implica que una sección empieza a plastificar antes que las demás, bien porque tenga menos área, bien porque el material tiene en ella un menor límite elástico. Si la rama de plasticidad de tal material es horizontal, comienza a fluir hasta alcanzar la deformación de rotura. Como esa deformación se produce en una longitud limitada, teóricamente nula, no se traduce en un alargamiento apreciable de la barra, que muestra un comportamiento frágil.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si el material presenta algún endurecimiento, esto es, la rama plástica mantiene

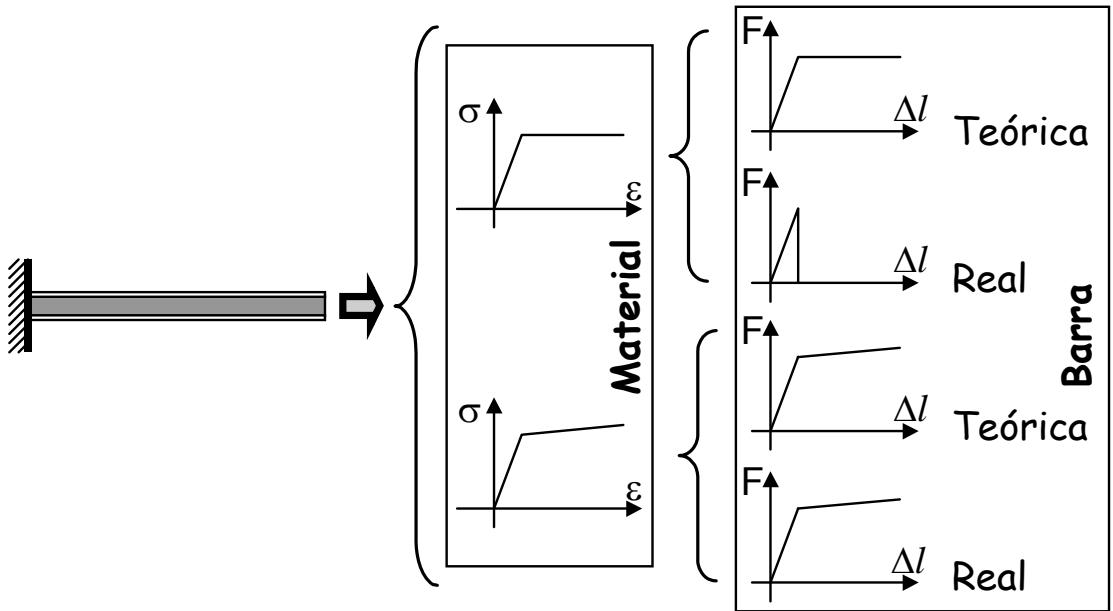


Fig. 7.

cierta pendiente, en cuanto la sección más solicitada comienza a fluir inmediatamente extiende la plastificación hacia las secciones aledañas, por lo que el comportamiento de la barra, tanto la barra real como la teórica, sigue el de la sección.

## VII.2 DISTRIBUCIONES COMPLEJAS DE TENSIONES. COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN ELÁSTICO

Es evidente que el ensayo a tracción no basta para caracterizar el material en todas las ocasiones.

En la estructura más elemental, una simple viga biapoyada, existen ya distribuciones más complejas de tensiones (las tangenciales debidas al esfuerzo cortante, que se superponen a las normales debidas al momento flector). La definición completa de la



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

ley de comportamiento habrá, por tanto, de incluir la relación entre cualquier tipo de tensiones y de deformaciones.

La experiencia existente demuestra que el comportamiento del acero en régimen elástico se ajusta razonablemente al modelo de Hooke, caracterizado por la matriz de comportamiento bien conocida.

Conforme a este modelo, el comportamiento en régimen elástico del acero queda determinado por tan solo dos parámetros, el Módulo elástico o de Young, ya definido, y el de Poisson, que también es prácticamente constante para todos los tipos de acero y que toma el valor 0.3 (consecuentemente, el valor del módulo a cortante "G" es 810000 kp/cm<sup>2</sup>).

Ambos valores pueden deducirse fácilmente del ensayo de tracción.

Este modelo de comportamiento explica algunas curiosidades tales como el anclaje de los alambres de tesado de viguetas o los problemas de fragilidad de los elementos de gran espesor. En el primer caso se trata simplemente de que al cortar el alambre y desaparecer por tanto la tensión y el alargamiento longitudinales, el alambre tiende a recuperar su diámetro inicial, reducido en un 30% del alargamiento longitudinal. Como el hormigón envuelve el alambre impidiendo tal recuperación, se produce una presión entre las superficies de ambos que ancla el alambre. En el segundo caso se estaría en situación de deformación plana, en la que a la distribución de tensiones en plano medio del elemento se suma una tensión perpendicular a dicho plano originando inevitablemente distribuciones triaxiales con el peligro consiguiente de rotura frágil, como se verá más adelante.

### **VII.3 DISTRIBUCIONES COMPLEJAS DE TENSIONES. COMPORTAMIENTO EN RÉGIMEN PLÁSTICO**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El límite del comportamiento elástico en estados tensionales complejos requiere la definición de una superficie de fluencia, frontera entre los estados elástico y plástico.

Ello no es sino una expresión que relaciona las tensiones actuantes entre sí o con un parámetro relativo a una característica del material:

$$F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz}) = \text{Cte.}$$

La expresión anterior se expresa en función de las tensiones principales (recuérdese que cualquier estado tensional en un punto puede representarse en función de únicamente tres tensiones normales, denominadas principales).

El acero responde con cierta precisión al criterio de plastificación de Von Mises, que se expresa en tensiones principales mediante la relación:

$$\sqrt{\frac{1}{2} \left[ (\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{III} - \sigma_I)^2 \right]} = f_y$$

Esto es, cuando los valores que toman las tensiones  $\sigma_I$ ,  $\sigma_{II}$ , y  $\sigma_{III}$  son tales que, combinados en la forma descrita, el resultado tiene el valor de la tensión de límite elástico en el ensayo uniaxial, entonces se habrá alcanzado la plastificación.

Un análisis rápido de esta expresión conduce a resultados que deben resaltarse. Por ejemplo:

- En una situación triaxial perfecta, en la que  $\sigma_I = \sigma_{II} = \sigma_{III}$ , nunca se produce la plastificación. Las tensiones pueden aumentar indefinidamente pero, como en el espacio de las tensiones principales

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

el criterio de Von Mises es un cilindro de eje la bisectriz del cuadrante (figura 8), nunca se alcanza la plastificación.

- Cuando actúan simultáneamente dos tensiones principales  $\sigma_I$ ,  $\sigma_{II}$  la plastificación puede llegar a producirse para muy superiores a aquellos que producen la plastificación en el ensayo de tracción. Para demostrarlo, basta suponer  $\sigma_{III} = 0$  en la ecuación anterior, obteniéndose la expresión:

$$\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \cdot \sigma_{II}} = f_y$$

En la que pueden combinarse valores tales que:

$$\sigma_I = 300 \text{ N/mm}^2, \sigma_{II} = 150 \text{ N/mm}^2$$

que, como se puede comprobar sustituyendo, no llega a plastificar la sección de un acero de límite elástico  $275 \text{ N/mm}^2$ .

Un aspecto interesante de la superficie de fluencia es su relación con la historia de cargas del material. En el criterio de Von Mises tal dependencia se establece a través de la tensión de límite elástico. En realidad, ello no hace sino recoger un aspecto fácilmente observable en cualquier ensayo de tracción.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

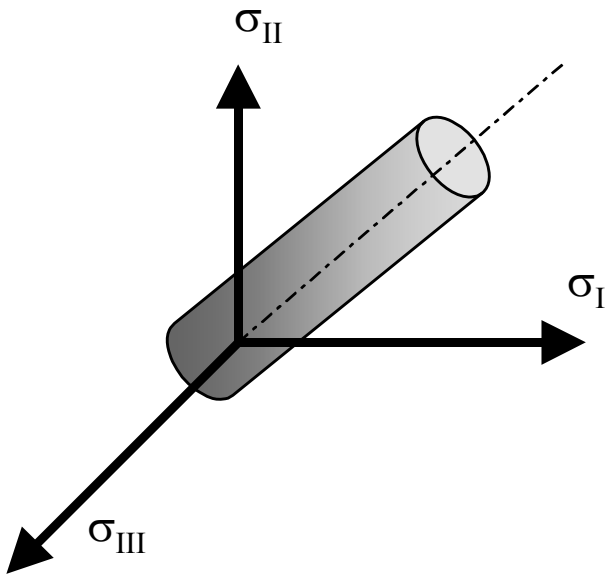


Fig. 8. Superficie de plastificación resultante del criterio de Von Mises

La descarga desde cualquier punto de la rama plástica se produce con la pendiente de la rama elástica.

Un ciclo completo de carga-descarga podrá ser el caracterizado por los puntos de la curva de tensión deformación representada en la figura 9. Si se comienza un nuevo ciclo de carga, la gráfica seguirá, en su primera parte, el mismo trazado seguido en la descarga (obviamente, en

sentido contrario, D-C) hasta la tensión alcanzada en primer ensayo, a partir de la cual retomará la pendiente de la rama plástica B-E.

La relación tensión deformación en este segundo ensayo es la de un material aparentemente distinto, de mayor límite elástico. Este efecto, designado a veces como “endurecimiento por deformación en frío”, depende de la pendiente de la rama plástica.

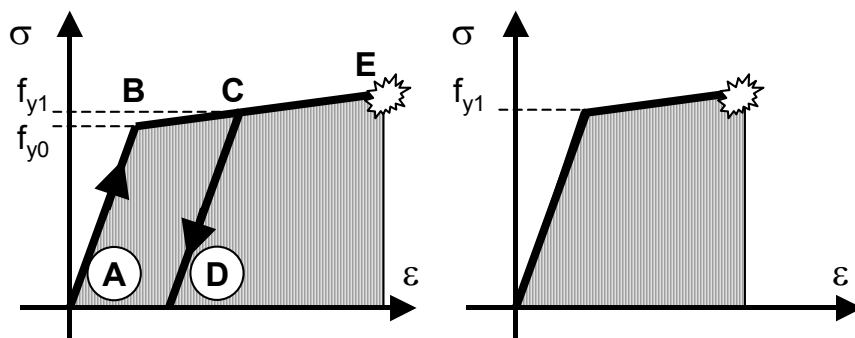
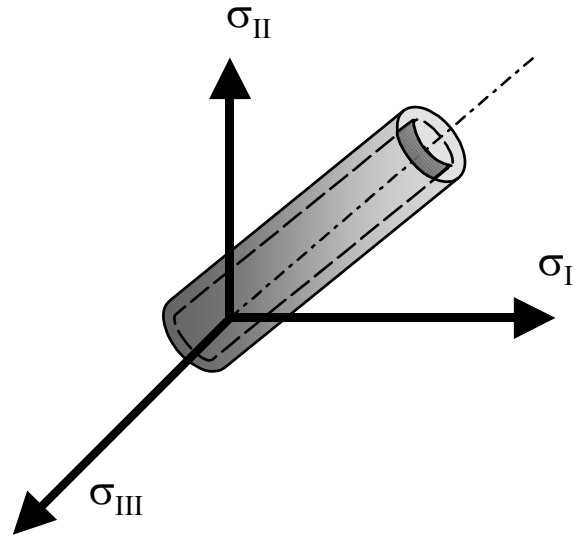


Fig. 9. Endurecimiento por deformación en frío

En los aceros normales de construcción tal pendiente es pequeña, y, de hecho, las curvas de comportamiento utilizadas en proyecto son siempre horizontales en esta parte. No obstante, en casos muy particulares (perfiles conformados) se suele admitir un incremento del límite elástico supuesta la adopción de ciertas precauciones (relativas a la soldadura: el normalizado local producido por una soldadura correcta regenera la estructura del material eliminando el efecto del conformado).

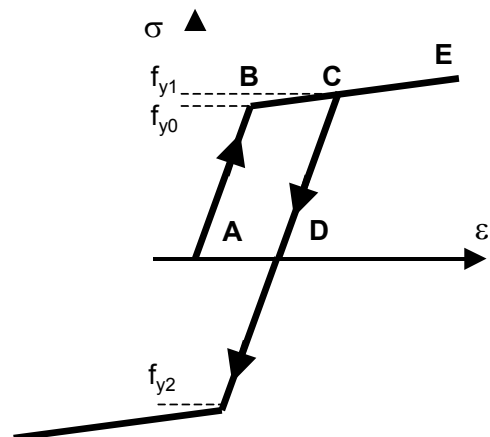


**Fig. 10. Variación de la superficie de fluencia**

El endurecimiento por deformación se representa en el criterio de plastificación de Von Mises a través del aumento del diámetro del cilindro que constituye la superficie de plastificación que, como se puede comprobar en cualquier tratado de plasticidad, tiene por radio:

$$\sqrt{\frac{2}{3}} \cdot f_y$$

Si, tras el primer ciclo de carga, A-B-C, se hubiese cambiado el sentido de aplicación de la carga el límite elástico se hubiese alcanzado para una carga inferior, no ya a la representada por el punto C, sino incluso a la de primera plastificación (figura 11). Este efecto se designa con el



**Fig. 11. Efecto Bauschinger**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

nombre, Bauschinger, del investigador que realizó los primeros ensayos en los que se reflejaba tal comportamiento. El criterio de Von- Mises no puede, debido a la simetría de su formulación, recoger este efecto.

La relación entre tensión y deformación en régimen plástico es mas compleja que en el elástico. En este último, cada incremento de deformación tiene la dirección del incremento de tensión que lo produce, con independencia del valor de las tensiones actuantes. En el caso de deformaciones plásticas, la situación es justamente la contraria, el incremento de deformación se produce en una dirección que no guarda relación alguna con el incremento de tensión sino con las tensiones existentes previamente. El incremento de tensión tan solo influye en el módulo del incremento de deformación.

### **VII.4 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

El texto de M. Doblaré y E. Alarcón “Elementos de Plasticidad” (Sección de Publicaciones de la E.T.S.I.I. de Madrid) describe las ideas básicas comunes a los modelos de comportamiento con un equilibrio muy acertado entre profundidad de exposición y utilidad práctica.

Es también básico el texto del Profesor Alarcón correspondiente a este mismo curso.

## **VIII RELACIONES DE COMPORTAMIENTO DE LAS CHAPAS**

### **VIII.1 INTRODUCCIÓN**

### **VIII.2 DESCRIPCIÓN**

### **VIII.3 CLASIFICACIÓN**

### **VIII.4 CHAPAS SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE COMPRESIÓN**

#### **VIII.4.1 HERRAMIENTAS ANALÍTICAS**

#### **VIII.4.2 HERRAMIENTAS EXPERIMENTALES**

#### **VIII.4.3 NORMAS**

### **VIII.5 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **VIII.1 INTRODUCCIÓN**

Mientras que el comportamiento a tracción de las chapas no requiere mayor comentario, siendo de aplicación lo expuesto en el anterior apartado en relación al material, el comportamiento a compresión se diferencia claramente debido a la abolladura.

Debido a las exigencias propias de proceso de fabricación, los perfiles laminados de uso corriente en edificación cuentan con unos espesores tales que no existe riesgo de pandeo local en ninguna de las formas que se describe más adelante.

En el extremo opuesto, los perfiles conformados en frío, las chapas plegadas para uso de forjado mixto y las vigas armadas de grandes dimensiones presentan espesores muy inferiores, proclives a la abolladura (o pandeo local). La forma en la que este fenómeno afecta la capacidad de la viga es lo que se desarrolla en lo que sigue.

## **VIII.2 DESCRIPCIÓN**

Al aplicar una carga axial “p” a una pieza unidimensional con una imperfección en dirección normal al eje, se produce un momento flector que incrementa la curvatura y, consecuentemente, la flecha.

Si, en lugar de una barra, la carga se aplica en forma de tensión a una placa (fig. 1.b) la única diferencia es, cuando las condiciones de contorno son las de la figura, que el incremento de flecha es menor debido a la rigidización por efecto del coeficiente de Poisson.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El comportamiento en ambos casos es idéntico y coincide con el reflejado en la figura 1.c: A partir de una flecha inicial  $w_0$ , el incremento de carga amplifica este desplazamiento inicial hasta un valor crítico de la carga ( $P_{cr}$ ) para el que la flecha tiende a infinito.

La carga última será siempre inferior a la crítica y se producirá en forma de desplazamientos (quizás incompatibles con la funcionalidad del elemento) que producen una rótula plástica en el centro.

Si en la misma placa del ejemplo anterior se coacciona el desplazamiento de los otros dos bordes se producen dos efectos claros.

El primero es que la tensión crítica se incrementa en forma notable. Esto se hace intuitivo pensando en el pandeo de sucesivas "tiras" de placa como la señalada en la figura 2.

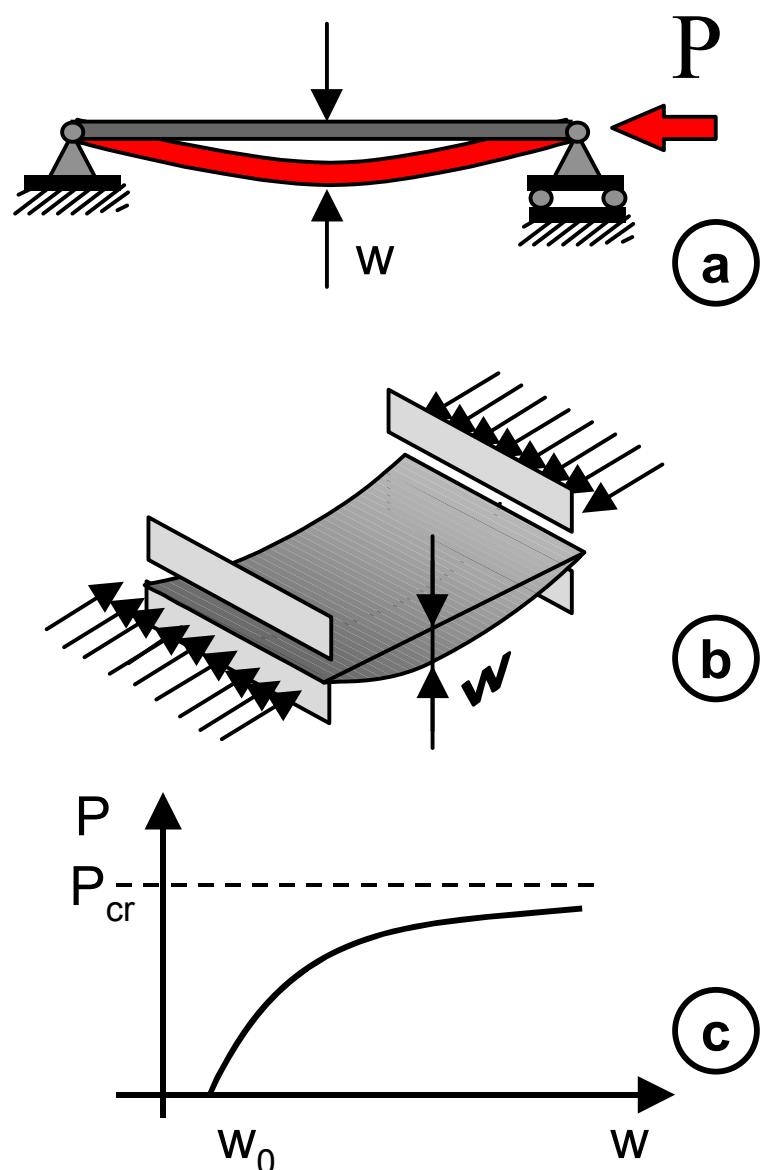
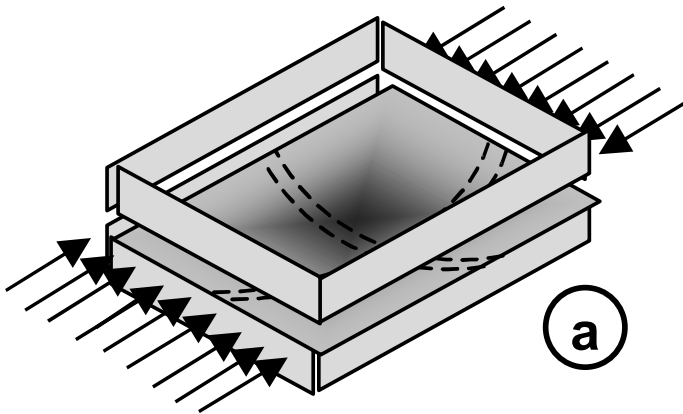


Fig. 1

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

La que antes pandea, la del centro, lo hará mucho más tarde que en el caso anterior porque estará coaccionada por las "tiras" aledañas, más sujetas por su proximidad al borde (se puede también pensar que el pandeo de la tira central está parcialmente coaccionado por las tiras normales, vigas simplemente apoyadas).



Sin pretender cuantificar este efecto, está claro que la situación se parecería a la de la figura 3, con una tensión crítica mayor a causa de los muelles añadidos.

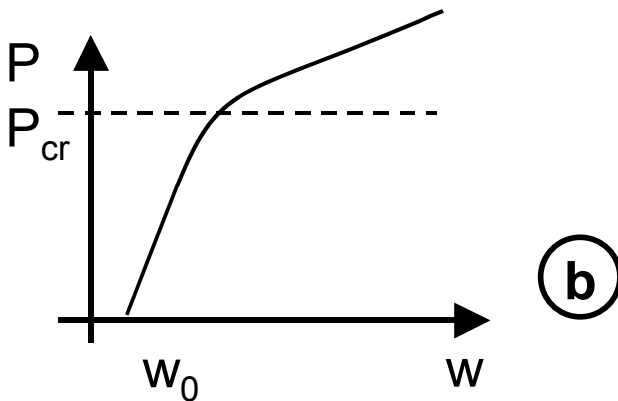


Fig. 2

El segundo efecto diferencial es que el pandeo no significa, en este caso, el agotamiento.

Antes bien, la pieza puede seguir cogiendo carga porque el pandeo (con la consiguiente pérdida de capacidad frente a los nuevos incrementos de carga) se produce tan sólo en las "tiras" centrales, las laterales no pandean y pueden admitir más carga. Naturalmente, esto no es totalmente cierto más que

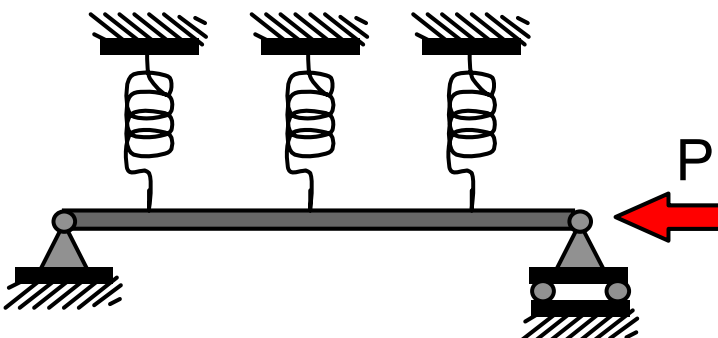


Fig. 3.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

cuando lo que se aplica en los bordes de la chapa es un desplazamiento y no una distribución de tensiones como la que aparece en la figura 2, distribución que sólo tendría sentido para niveles de tensión inferiores al crítico.

En realidad, lo anterior no representa ninguna limitación porque desde un punto de vista práctico, la abolladura de chapas aisladas no tiene mayor interés y todo el esfuerzo se aplica a la abolladura de chapas que forman parte de una sección total o parcialmente comprimida y que, según las hipótesis clásicas, se mantiene plana: cualquier sección de la chapa abollada en la figura 6 contiene los mismos puntos que contenía antes de flectar, puntos que se han movido exactamente la misma cantidad. Lo que ocurre entonces es que, a partir del momento en que la placa abolla la rigidez de las tiras centrales disminuye (exactamente igual a como se explicará más adelante para el caso de barras) y, por tanto, para los mismos desplazamientos en los extremos que as tiras laterales responderá con una fuerza menor.

En una interpretación libre, se podría dibujar (fig. 4) un gráfico de la capacidad última de cada "tira". Todas ellas aguantarían más que sus equivalentes en la fig. 1, pudiendo llegar, en los extremos, a la capacidad plástica.

El gráfico carga-desplazamiento será el recogido en la figura 2.b.

Según se ha visto, el carácter bidimensional de las condiciones de contorno puede aumentar considerablemente el valor de la carga última de

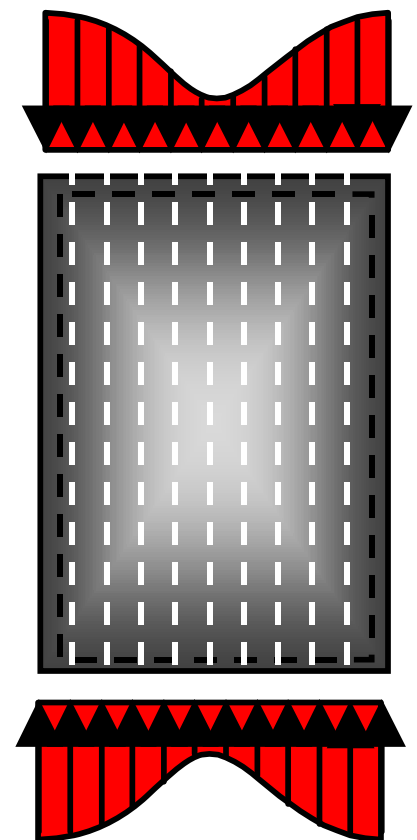


Fig. 4.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

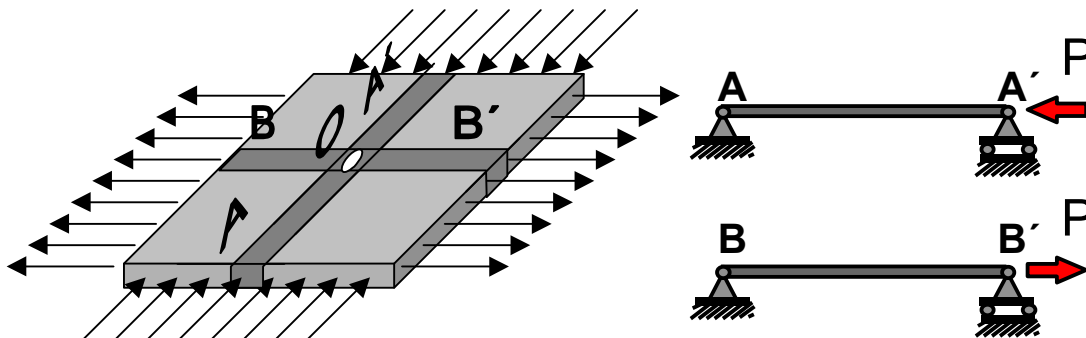


Fig. 5

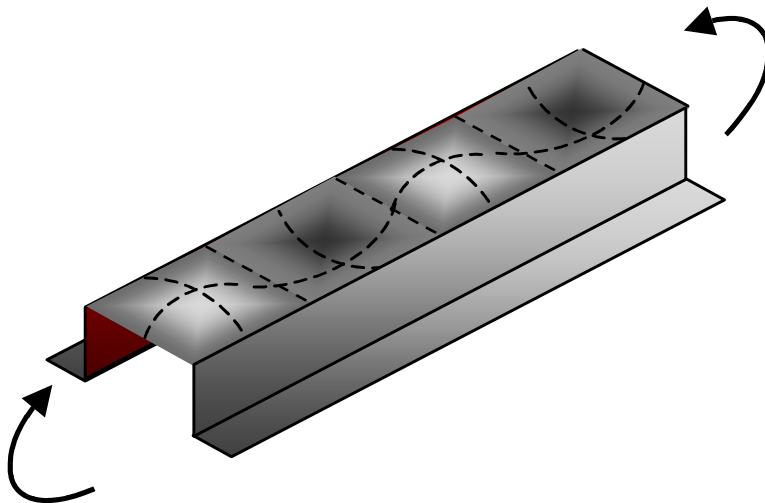


Fig. 6

una placa, pero éste no es el único factor, también la bidimensionalidad del estado tensional puede incrementar dicho valor.

La fig. 5 recoge este aspecto. Una chapa con determinada

imperfección inicial se ve sometida a tracción en una dirección y a compresión en la otra. La “tira” a-a’, comprimida, tiende a empujar el punto central “o” fuera del plano, produciendo el pandeo. La “tira” b-b’, en cambio, tiende a llevarlo al plano, impidiendo el pandeo. El resultado es, obviamente, que el valor de la tensión crítica se incrementa cuando en el otro sentido actúa una tracción.

Pero, de forma idéntica al caso de las condiciones de contorno, incluso es posible el pandeo sin pérdida de capacidad de carga, simplemente redistribuyendo las tensiones.

## VIII.3 CLASIFICACIÓN

Tras la descripción realizada en el apartado anterior se comprende que, en realidad, la combinación de condiciones de contorno y tipos de carga da lugar a tal diversidad de casos que cualquier clasificación ha de ser, forzosamente, convencional.

Normalmente se establecen tres tipos de casos:

- 1) Chapas sometidas a esfuerzos axiales

Es la situación típica en piezas de sección delgada (perfiles conformados, chapa

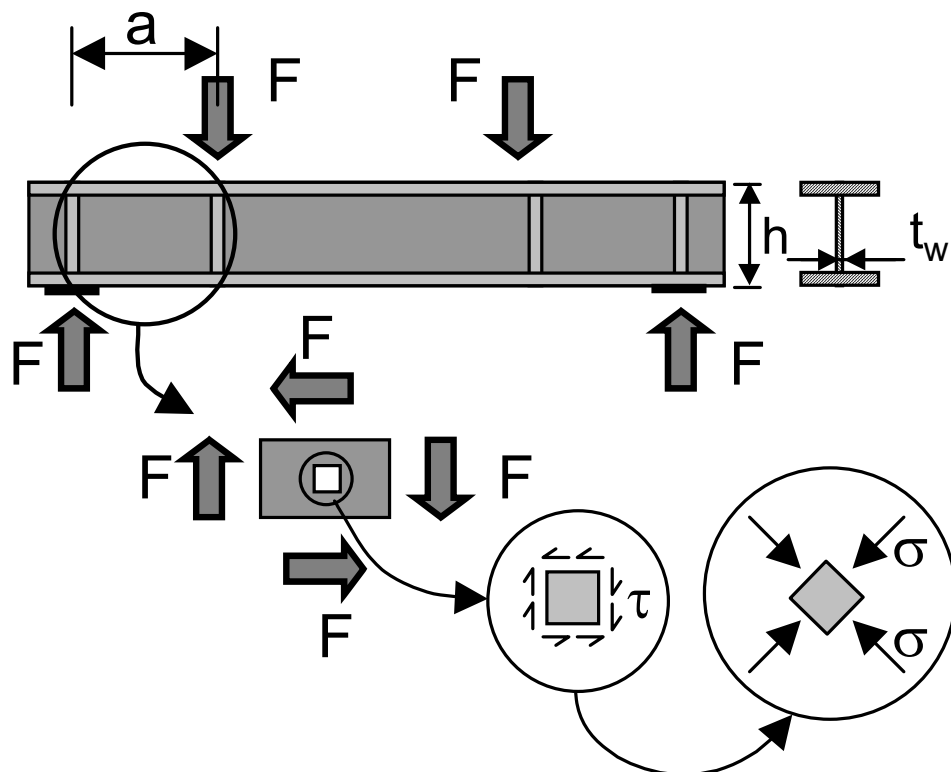


Fig. 7.

plegada), sometidas a flexión o a compresión (fig. 6).

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## 2) Chapas sometidas a esfuerzos cortantes.

Situación que se presenta en el alma de las grandes vigas armadas utilizadas en puentes, pasarelas o en casos muy singulares, en edificación (fig. 7). También se presenta en nudos rigidizados.

## 3) Abolladura ante cargas concentradas.

Situación típica en vigas armadas con alma de pequeño espesor sometidas a fuerzas concentradas (apoyos puntuales, ruedas de puentes – grúa...)

## VIII.4 CHAPAS SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE COMPRESIÓN

### VIII.4.1 HERRAMIENTAS ANALÍTICAS

#### Métodos de bifurcación.

El planteamiento del equilibrio en la configuración deformada, en forma idéntica

al desarrollo realizado para la viga, conduce a una ecuación de campo de la forma:

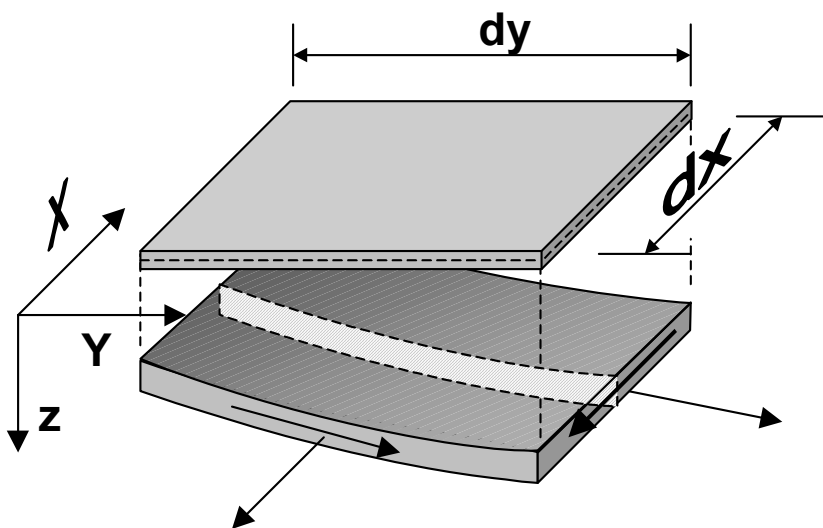


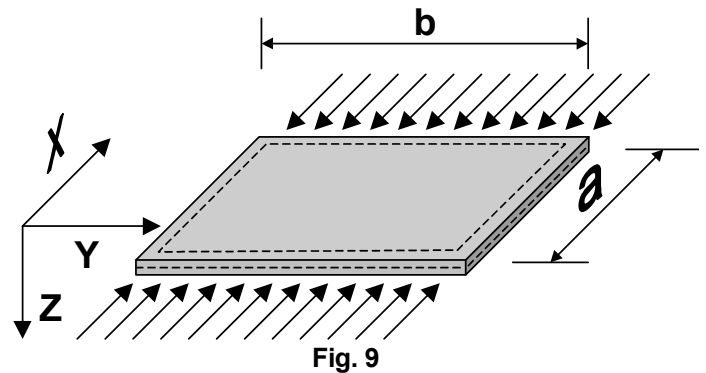
Fig. 8

$$\nabla^2 \cdot w + \frac{\sigma_x \cdot t}{D} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

En la que se ha

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

supuesto el elemento diferencial de placa sometido a la tensión  $\sigma_x$  en correspondencia con la situación de la placa de la figura 9. (En la que se ha punteado el contorno simplemente para indicar condición de apoyo simple).



En la anterior ecuación se ha simplificado la notación en la forma:

$$\nabla^2 \cdot w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \qquad D = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)}$$

Y se ha supuesto la inexistencia de imperfecciones iniciales. En estas condiciones las soluciones de la ecuación de campo (supuesto - como es normal - todo el contorno simplemente apoyado) son de la forma:

$$w = w_{nm} \cdot \text{sen} \frac{n \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \text{sen} \frac{m \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Esto es, funciones senoidales de longitud de onda decreciente.

Las correspondientes tensiones críticas tienen la forma:

$$\sigma_{cri} = K_{\alpha, m, n} \cdot \sigma_E$$

Donde  $\sigma_e$  es

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx 189.8 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot \frac{kg}{cm^2}$$

Coincide con la tensión a la que pandearía una columna de espesor el de la placa y condiciones de contorno de apoyo simple.

$$P_E = \sigma_E \cdot t = \frac{\pi^2 \cdot D}{b^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12(1-\nu^2) \cdot b^2}$$

$K_{\alpha, m, n}$  es un coeficiente que depende de la geometría (a través del parámetro

$\alpha = \frac{a}{b}$  . y del número de onda en cada dirección).



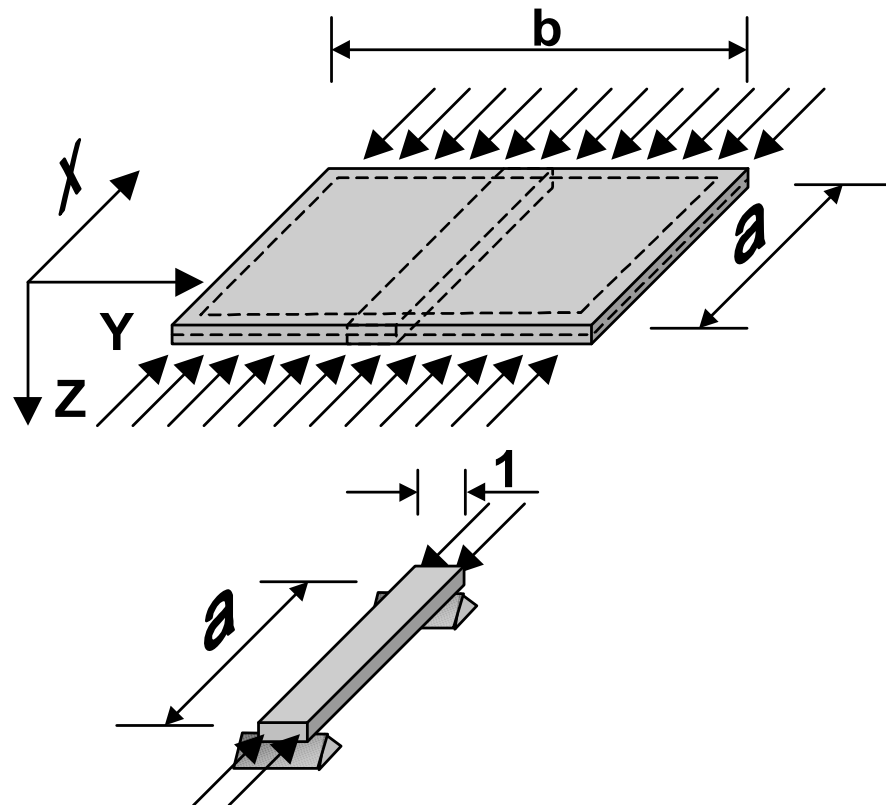


Fig. 10

El valor de este coeficiente se representa, para distintas relaciones de  $\alpha$  y  $m$  en la figura 11 (suponiendo  $n = 1$ , ya que valores superiores dan lugar a valores de  $k$  mayores y, por tanto, sin interés).

Merece la pena dedicar alguna atención a esta figura. En ella se aprecia que:

- Si  $a = b$  el valor de la carga que produce la abolladura alcanza un mínimo (4) cuando la placa padea con un semi-seno. Si se aumenta ligeramente la longitud, manteniendo constante la anchura, la carga de pandeo incluso aumenta ligeramente.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

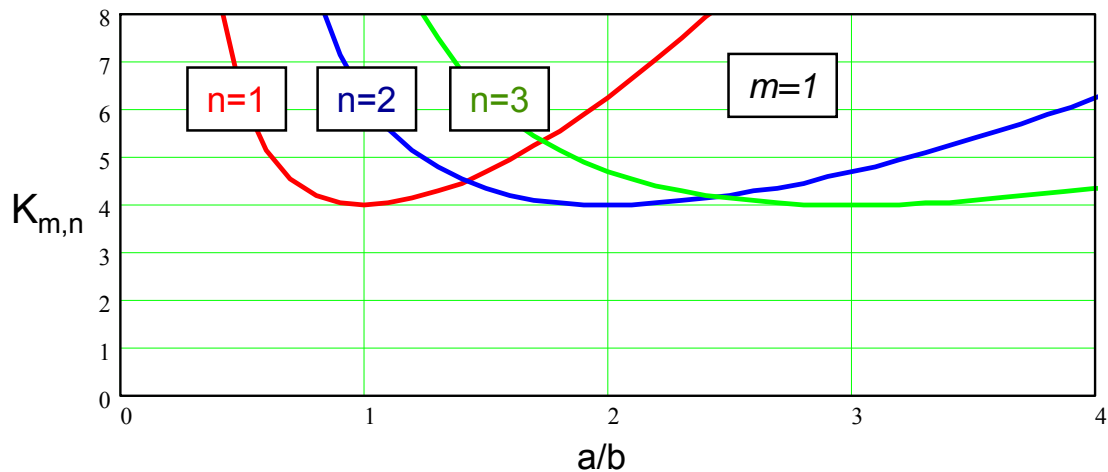


Fig. 11

- Cuando  $a > 1.5 b$ , el pandeo se produce, entonces, con una onda completa, alcanzando un mínimo para  $a = 2b$  con el mismo valor (4). Como antes, si se aumenta ligeramente la longitud, manteniendo constante la anchura, la carga de pandeo incluso aumenta ligeramente. A partir de  $a > 2.5 b$  el pandeo se produce en forma de tres semisenos ...
- Cuando  $a \gg b$ , la forma de abolladura es una sucesión de semisenos de amplitud igual a la anchura. Esto es, las chapas largas pandean en “bollos” cuadrados con independencia de la longitud total de la chapa. Esto justifica el que este tipo de abolladura se prevenga mediante rigidizadores longitudinales, ya que mientras que un único rigidizador longitudinal reduciría la anchura “b” del panel a la mitad (lo que significa que por cada “bollo” que aparecía en la chapa sin rigidizar ahora aparecerán cuatro), habría que colocar muchos rigidizadores transversales (separados tan sólo  $b/2$  en dirección longitudinal) para conseguir el mismo efecto. Esa es la razón de los pliegues y labios que se practican en las secciones conformadas en frío.

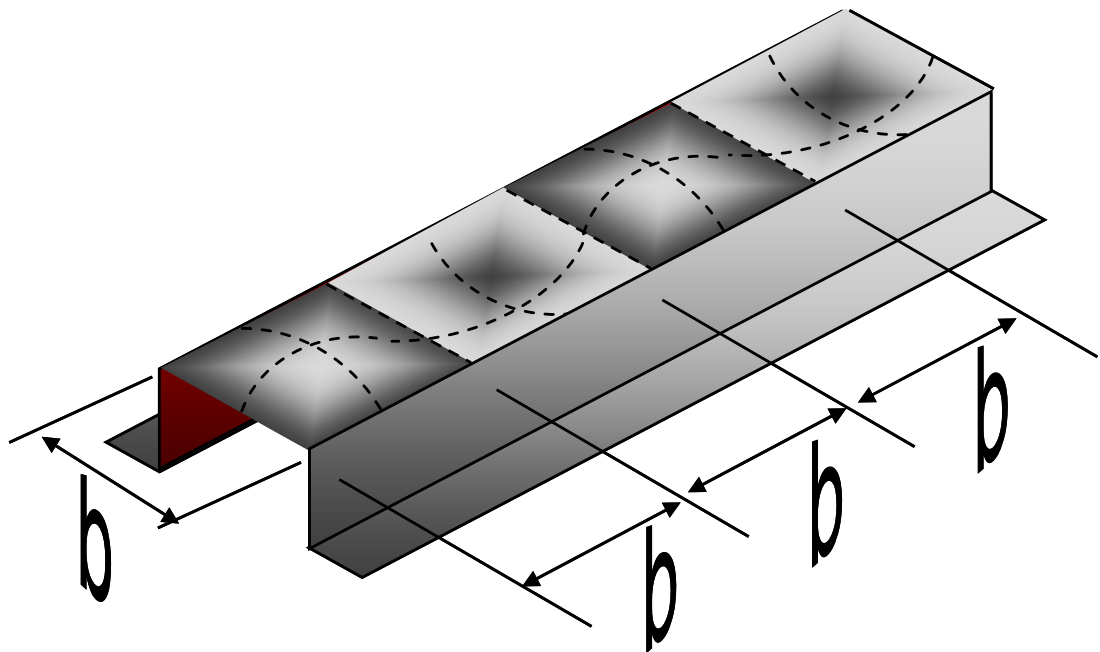


Fig.

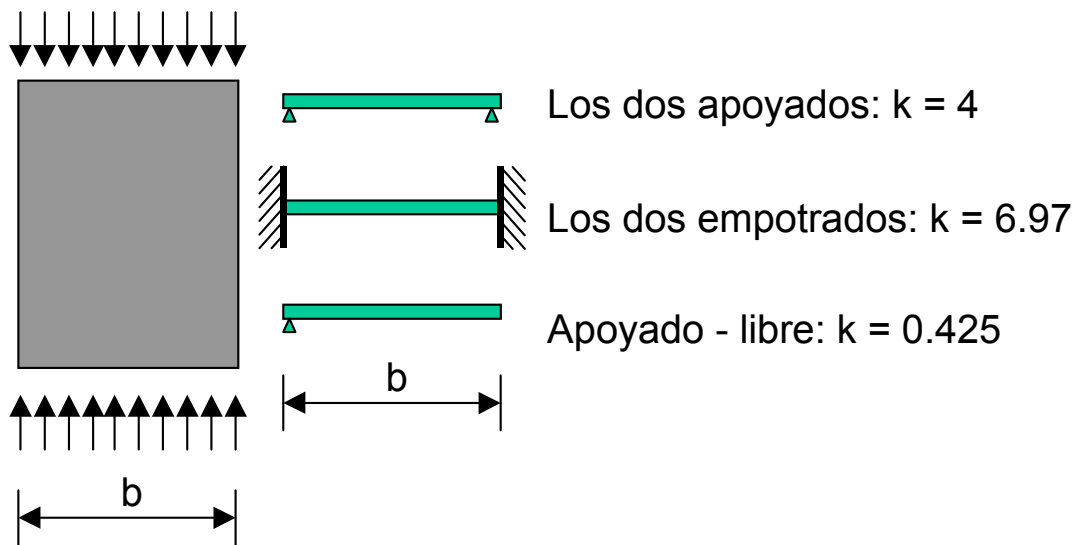


Fig. 12.

La misma notación:  $\sigma_{cr} = K \cdot \sigma_E$ , puede hacerse extensiva a cualesquiera otras distribuciones de cargas o condiciones de contorno, modificando el valor del coeficiente K en cada caso (figura 12).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

De la expresión obtenida para la tensión crítica se puede deducir un primer valor de referencia de la esbeltez: igualando la tensión crítica a la de límite elástico se puede obtener el límite de esbeltez:

$$\lambda = \sqrt{4 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot f_y}} \quad \lambda = 52.543$$

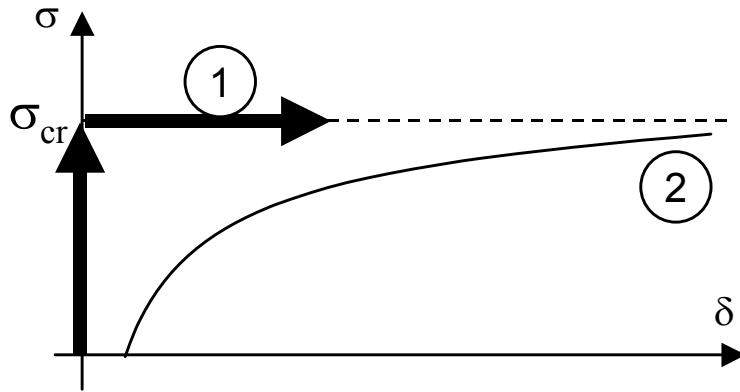
Naturalmente, el valor obtenido se refiere a una chapa apoyada en los cuatro lados, cargada uniformemente en dirección de uno de ellos y fabricada en acero S 275 (para el S 235 el límite estaría en 56 y para el S 355 en 46).

### **Desplazamientos iniciales.**

Al suponer un desplazamiento inicial  $w_0$  la ecuación de campo deja de ser homogénea y su resolución conduce a un expresión del desplazamiento de la forma:

$$w = \frac{w_0}{1 - \frac{\sigma_x}{\sigma_{cr}}}$$

La anterior expresión resulta idéntica a la obtenida en el caso de pandeo de Euler (y, como se verá más adelante), en el de vuelco.

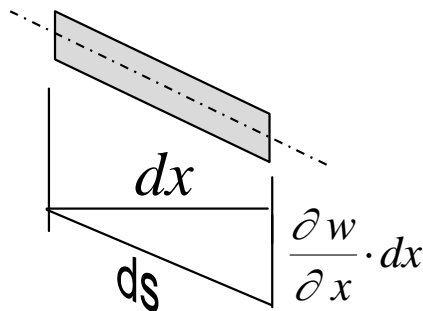


(1) solución pieza ideal.  
 (2) solución pieza con imperfecciones  $w_0$ .  
**Fig. 13.**

### Planteamiento no lineal.

Manteniendo las hipótesis básicas de teoría de placas, a excepción de la relación entre deformaciones y desplazamientos, para la que se adopta el tensor de Green, se obtiene una ecuación de campo diferencial no lineal cuyo planteamiento y resolución quedan fuera del alcance del presente texto.

En esencia, se trata de reconocer que, en la geometría deformada (fig. 14.) Se produce un alargamiento de las fibras (aparte del debido a los esfuerzos axiales en el plano) tal que:



**Fig. 14.**

$$ds = \sqrt{\left(\frac{\partial w}{\partial x} \cdot dx\right)^2 + dx^2}$$

Esto es:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\varepsilon_{aparente} = \frac{ds - dx}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2} - 1$$

Y desarrollando:

$$\sqrt{1 + \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2} = 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 - \frac{1}{8}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^4 + \dots$$

De donde, tomando tan sólo hasta el segundo orden:

$$\varepsilon_{aparente} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 \quad \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2$$

Análogamente,

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} \cdot \frac{\partial w}{\partial y}$$

La inclusión en el análisis de estas relaciones complica notablemente los cálculos, pero conduce a resultados más próximos a la intuición.

Un ejemplo clásico es el de la placa apoyada en el contorno tanto para los desplazamientos en su plano como para los normales (fig. 15.a).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Al incrementar la carga “ $q$ ” y, consecuentemente, las flechas  $w$  (fig. 15.b), se movilizan esfuerzos de membrana que incrementan la rigidez aparente de la placa (fig. 15.c)

En el sentido contrario, el desplazamiento fuera del plano de las secciones centrales de una placa con sólo los desplazamientos normales impedidos en el contorno, flexibiliza la parte central (que flexa) ante las cargas en el plano.

Si la carga exterior se mantiene, el resultado será un incremento de la tensión que toman las fibras próximas a los contornos (fig. 16.) Compensando la que pierden las centrales.

Al desaparecer, en esta aproximación, el pandeo como criterio de agotamiento, se hace preciso definir un nuevo criterio. Tradicionalmente, se considera que se alcanza el fallo cuando se llega al límite elástico en los bordes

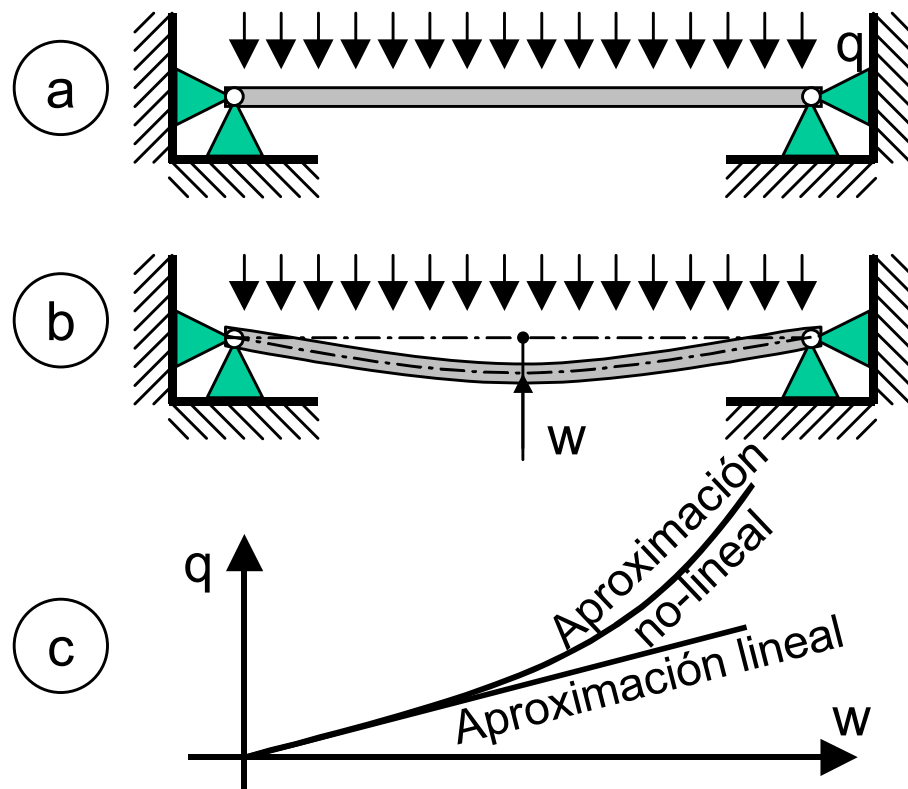
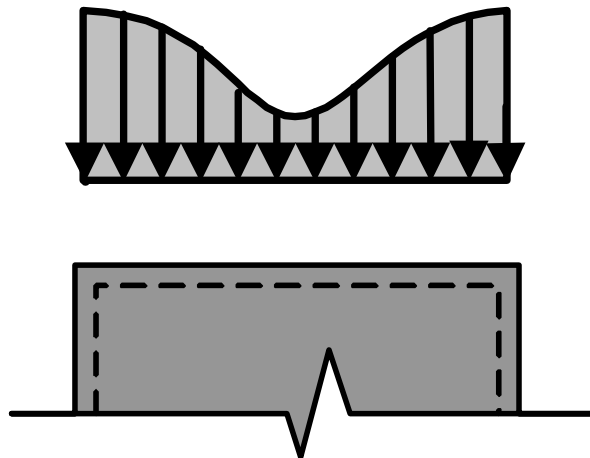


Fig. 15.  
159

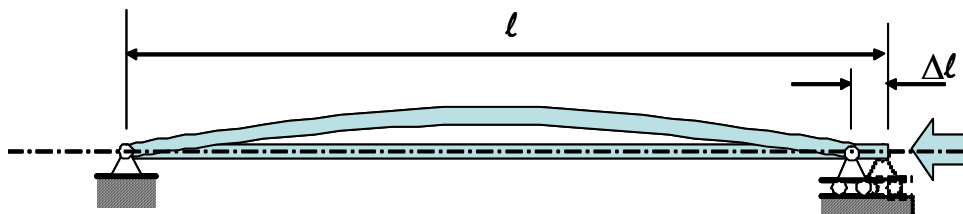
# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Una forma de obtener una buena aproximación a la distribución de tensiones a lo largo del ancho de la placa es la expuesta en Dubas.



**Fig. 16.**

Al abollar la chapa, sus tiras centrales se comportan como barras de Euler que pandean. El pandeo induce el correspondiente acortamiento,  $\Delta\ell$  en la figura adjunta, de valor:



$$\Delta\ell = \int_0^l ds - \ell = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dw}{dx}\right)^2} dx - \ell = \int_0^l \left(1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx}\right)^2\right) dx - \ell = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 dx$$

Como la forma de la deformada  $w$  es conocida (un seno de longitud  $l$  de la chapa en la dirección del esfuerzo y flecha función de su posición a lo ancho de la placa):



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$w = w_{nm} \cdot \operatorname{sen} \frac{n \cdot \pi \cdot x}{a} \cdot \operatorname{sen} \frac{m \cdot \pi \cdot y}{b}$$

Sustituyendo:

$$\Delta \ell = \frac{1}{2} \int_0^{\ell} \left( w_{11} \cdot \frac{\pi}{a} \cos \frac{\pi \cdot x}{a} \cdot \operatorname{sen} \frac{\pi \cdot y}{b} \right)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot w_{11}^2 \cdot \left( \frac{\pi}{a} \right)^2 \cdot \operatorname{sen}^2 \frac{\pi \cdot y}{b} \cdot \frac{a}{2}$$

Esto es:

$$\Delta \ell = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{w_{11}^2}{a} \cdot \operatorname{sen}^2 \frac{\pi \cdot y}{b}$$

Evidentemente, y dado que  $w_{11}$  no tiene un valor definido, no es posible evaluar numéricamente el acotamiento geométrico de las tiras. No obstante, la expresión tiene todo el interés porque permite establecer la distribución de tensiones a lo largo del ancho de la chapa.

En efecto, al abollarse esas tiras no se encogen como las de los bordes, y las tensiones que acarrearán se relajan en proporción al alargamiento geométrico  $\Delta \ell$ .

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta \ell}{\ell} = E \cdot \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2} \cdot \operatorname{sen}^2 \frac{\pi \cdot y}{b}$$

expresión que, mediante relaciones trigonométricas elementales, se suele poner en la forma:

$$\Delta \sigma = E \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot y}{b} \right)$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Podemos escribir la expresión de la tensión total en cada tira de la chapa como suma de la componente lineal más la geométrica.

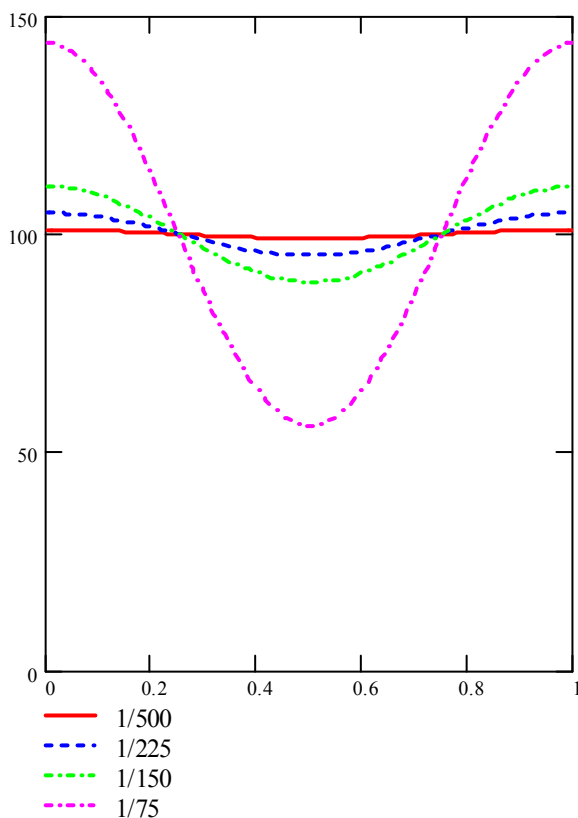
$$\sigma = \sigma_L - \Delta\sigma$$

Expresión cuyos términos, evidentemente, desconocemos. No obstante, si integramos a lo largo de la anchura podemos obtener la tensión media:

$$\bar{\sigma} = \frac{\int_0^b \left( \sigma_l - E \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2} \cdot \left( 1 - \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot y}{b} \right) \right) dy}{b} = \sigma_l - E \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2}$$

Es decir:

$$\sigma = \bar{\sigma} + E \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2} \cdot \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot y}{b}$$



Expresión que se representa en la gráfica adjunta para una tensión media de 100 N/mm<sup>2</sup> y diferentes amplitudes de flecha  $w_{11}$

Podemos sustituir en la ecuación de equilibrio escrita más atrás:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\nabla^2 \cdot w + \frac{\sigma_x \cdot t}{D} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$$

Obteniendo:

$$w_{11} \cdot \left( \frac{\pi^4}{a^4} + 2 \cdot \frac{\pi^4}{a^2 b^2} + \frac{\pi^4}{b^4} \right) = \frac{t}{D} \cdot \left( \bar{\sigma} + E \cdot \frac{\pi^2}{8} \cdot \frac{w_{11}^2}{a^2} \cdot \cos \frac{2 \cdot \pi \cdot y}{b} \right) \cdot w_{11} \cdot \frac{\pi^2}{a^2}$$

y demostrando el carácter aproximado del desarrollo (el término de la izquierda es constante mientras que el de la derecha depende de la posición a lo largo del ancho)

Al objeto de facilitar el uso de esta aproximación, en lugar de la distribución real de tensiones es común el uso de una “anchura eficaz”,  $b_e$ , (figura 17) que se define como la que, multiplicada por el límite elástico del material, equilibra a las tensiones realmente actuantes sobre la sección (esto es, el área rayada de las figuras 17 a. y 17 b, es idéntica).

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

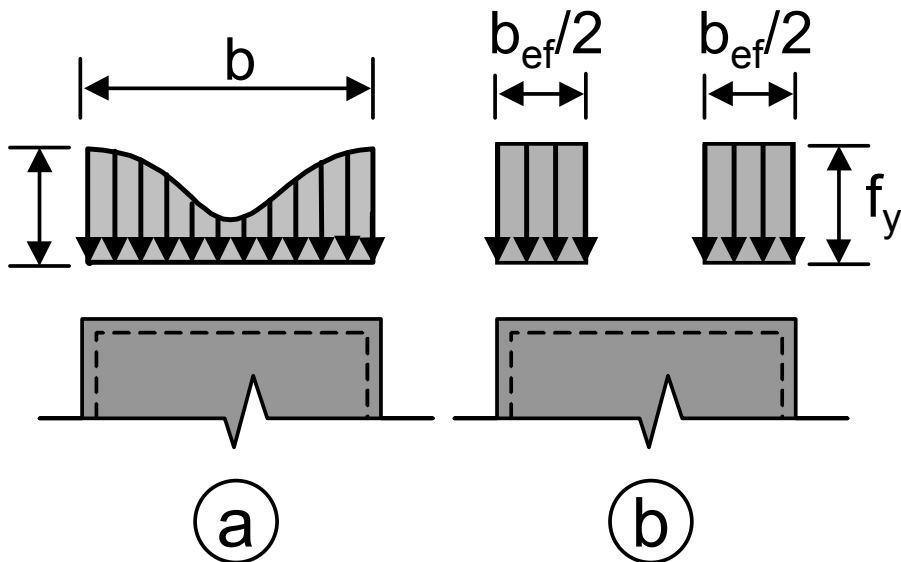


Fig. 17.

Ya en 1932, Von Karman obtuvo una expresión de la anchura efectiva para una placa simplemente apoyada:

$$b_e = \frac{\pi \cdot t}{\sqrt{3(1 - \nu^2)}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Desde entonces el concepto se popularizó rápidamente porque permite una descripción muy intuitiva del fenómeno: de toda anchura de la placa, tan sólo los lados próximos al apoyo colaboran en la resistencia, suponiéndose que la parte

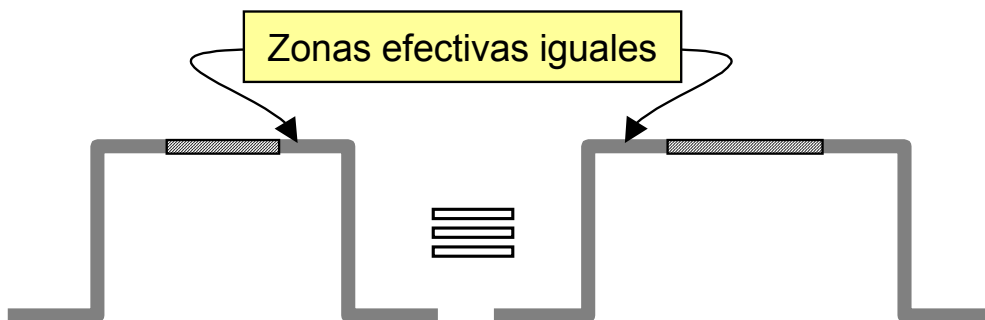


Fig. 18.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

central no puede aportar ninguna resistencia a la sección porque ha abollado.

Nótese que en la expresión de la anchura efectiva no aparece la propia anchura de la placa, lo que demuestra cómo en el caso de secciones esbeltas (perfiles conformados, por ejemplo) no compensa aumentar la dimensión de las alas (figura 18).

Una de las razones por las que el concepto de anchura efectiva se popularizó rápidamente es la simplicidad con la que se define a partir de la esbeltez ideal

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}$$

En efecto, si de la expresión de “ $b_e$ ” se despeja  $f_y$  y se sustituye en la de  $\lambda$ , se tiene:

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{b_e} \quad \text{esto es:} \quad b_e = \frac{b}{\bar{\lambda}}$$

(siempre en el caso de una placa apoyada en el contorno y sometida a tensiones normales en una única dirección).

Otra forma interesante de interpretar la expresión de von Karman surge al calcular la tensión última referida al área de toda la chapa:

$$b \cdot \sigma_u = b_{eff} \cdot f_y = \frac{b}{\sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}}} \cdot f_y = b \cdot \sqrt{f_y \cdot \sigma_{cr}}$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Esto es, la tensión última es la media geométrica entre la crítica y la de límite elástico.

Al objeto de comparar directamente la capacidad última de la placa con la carga para la que se produce la abolladura, en la figura siguiente se dibuja la variación de las tensiones correspondientes con la esbeltez, esto es:

$$\sigma_{cr}(\bar{\lambda}) = \frac{f_y}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{tensión crítica de abolladura}$$

$$\sigma_{uvK}(\bar{\lambda}) = \frac{f_y}{\bar{\lambda}} \quad \text{tensión última según Von Karman}$$

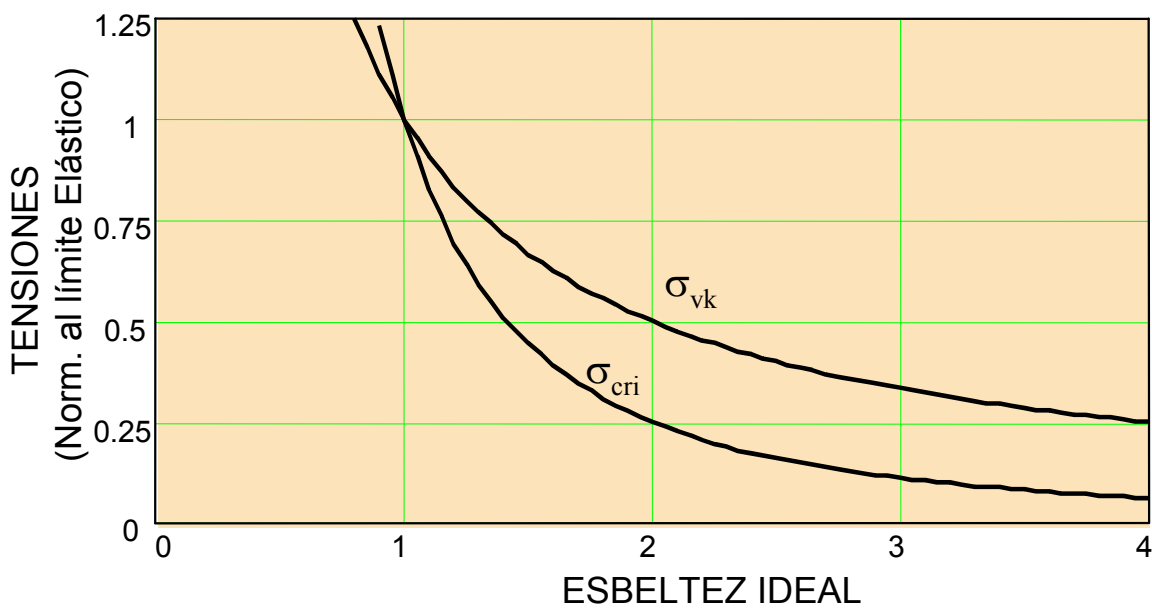


Fig. 19.

## VIII.4.2 HERRAMIENTAS EXPERIMENTALES

Los resultados de los ensayos realizados se ajustan con precisión a los previstos por la teoría no lineal de Von Karman salvo en la zona de bajas esbelteces, donde la no linealidad del material reduce las tensiones últimas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la figura adjunta se reproducen los resultados obtenidos conforme a las fórmulas de ajuste de Winter y Faulkner.

$$\sigma_{uw} = \frac{f_y}{\bar{\lambda}} \left( 1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right) \quad (\text{Winter; } \bar{\lambda} > 0.67)$$

$$\sigma_{uF} = \frac{f_y \cdot 1.05}{\bar{\lambda}} \left( 1 - \frac{0.26}{\bar{\lambda}} \right) \quad (\text{Faulkner; } \bar{\lambda} > 0.55)$$

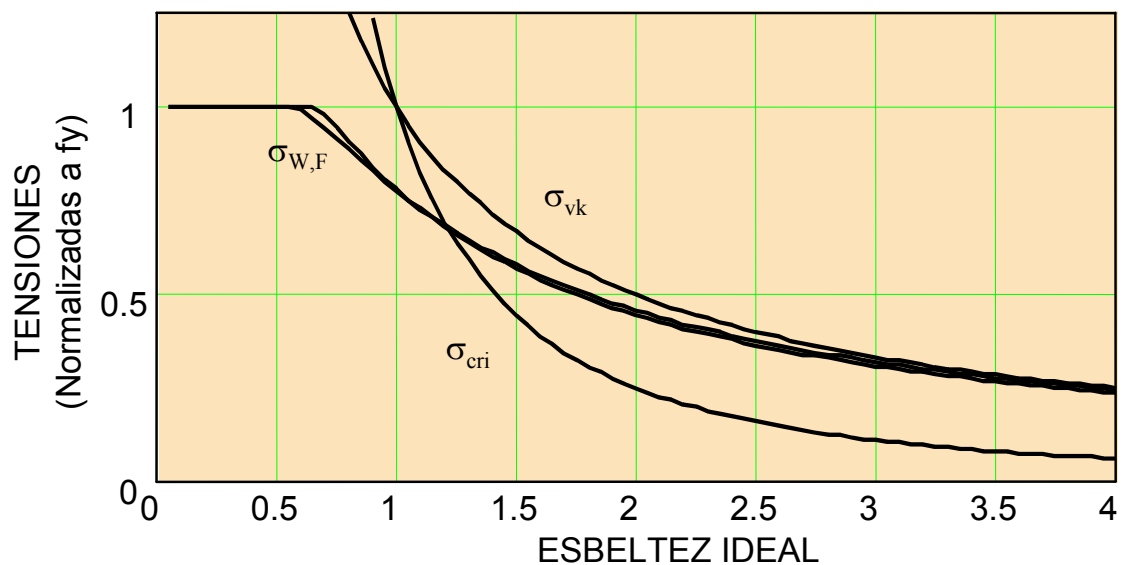


Fig. 20.

La expresión más usada de estas fórmulas hace uso del concepto de anchura efectiva.

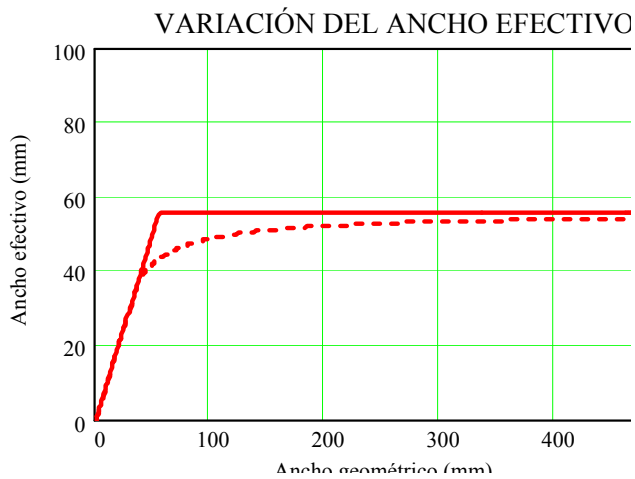
$$b_e = \frac{b}{\bar{\lambda}} \left[ 1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right] \quad (\text{Winter; } \lambda > 0.67)$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$b_e = \frac{1.05 \cdot b}{\lambda} \left[ 1 - \frac{0.26}{\lambda} \right] \quad (\text{Faulkner; } \lambda > 0.55)$$

Al considerar las fórmulas de Winter o Faulkner deja de ser cierto el que el ancho efectivo es independiente de la geometría (por el factor 0.22 introducido).

En resumen, en la solución teórica de Von-Karman el ancho efectivo no depende del real. En la fórmula de Winter (que adopta el EC-3), sí.



Como ambas expresiones coinciden para valores altos de esbeltez, en estos casos (usuales) la anchura efectiva no depende de la real.

### VIII.4.3 NORMAS

La norma española E. A. 95 utiliza como criterio de fallo la tensión crítica de abolladura de la sección, sobre la que introduce dos correcciones.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

1. Reconoce cierta capacidad postcrítica, lo que materializa mayorando con el factor 1,25 de los valores del coeficiente k multiplicador de  $\sigma_e$ . Estos valores vienen dados en la tabla 3.4.6.a.  $\sigma_{cri} = \underbrace{1.25 \cdot k}_{k'}$   $\cdot \sigma_E$

Así, la relación entre los valores de k de las tablas XIX (em62) y 5.3 (M.V.103) es, justamente, 1.25.

Se trata esta de una simplificación muy insegura porque el incremento de capacidad dada por el comportamiento postcrítico no es constante en absoluto, sino que, como predice la teoría de Von Karman, depende de la esbeltez de la chapa de forma que para valores reducidos de esbeltez el incremento de capacidad es nulo.

2. Reduce la tensión última en el tramo de esbelteces reducidas en atención al comportamiento anelástico del material.

Esta última corrección se realiza con base en el diagrama teórico tensión - deformación del material, definido por la relación (ya expuesta en el capítulo correspondiente al comportamiento del material):

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sigma(\xi) = \begin{cases} E \xi & \text{para } \xi \leq \frac{\sigma_P}{E} \\ f_y \cdot \left[ 0,8 + 0,2 \tanh\left(\frac{E \cdot \xi - \sigma_P}{0,2 \cdot f_y}\right) \right] & \text{para } \xi > \frac{\sigma_P}{E} \end{cases}$$

Donde  $\sigma_P = 0,8 \cdot f_y$

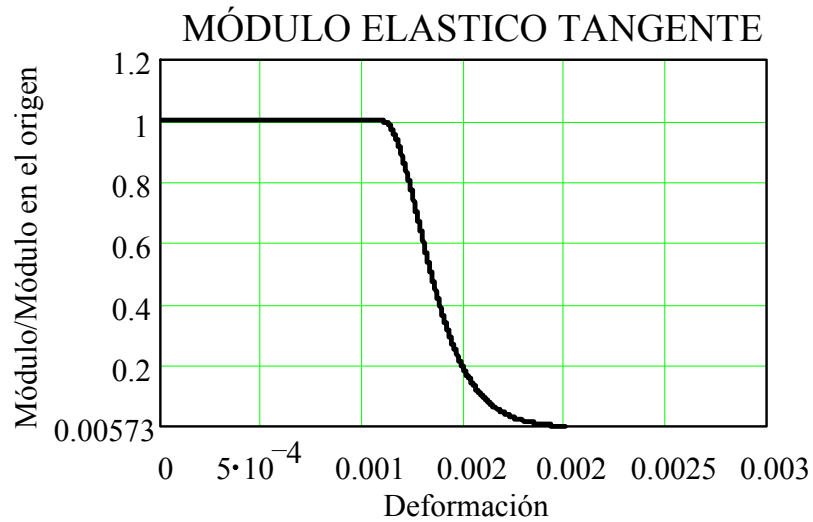
Derivando se obtiene la expresión del módulo de elasticidad tangente:

$$E_t(\xi) = \begin{cases} E & \text{para } \xi \leq \frac{\sigma_P}{E} \\ E \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\sigma(\xi) - \sigma_P}{f_y - \sigma_P} \right)^2 \right] & \text{para } \xi > \frac{\sigma_P}{E} \end{cases}$$

Relación que se dibuja en la figura 21.

En la redacción de la M.V.103 (y E. A. 95) se minoró la tensión crítica de abolladura por la relación entre el módulo tangente  $E_t(\varepsilon)$  y el propio  $E$ . Esto es, si la tensión  $\sigma_{cri}$  obtenida del producto  $k \cdot \sigma_e$  (recuérdese que el valor de  $k$  proporcionado por la norma está mayorado en un 25%) supera el límite de proporcionalidad, ha de obtenerse una “tensión crítica real” de valor:

$$\frac{\sigma_{crr}}{\sigma_{cri}} = \sqrt{\frac{E_t}{E}}$$



**Fig. nº21**

Siguiendo las ideas de Massonet y otros autores en boga en aquel momento. En la confección de las tablas se introdujo un error, de forma que, en lugar de resolver:

$$\left( \frac{\sigma_{\text{crr}}}{\sigma_{\text{cri}}} \right)^2 = \frac{E_t}{E} = 1 - \left( \frac{\sigma_{\text{crr}} - \sigma_P}{f_y - \sigma_P} \right)^2$$

Con lo que se hubiera obtenido una ecuación de segundo grado de solución:

$$\sigma_{\text{crr}} = \begin{cases} \sigma_{\text{cri}} & \text{para } \sigma_{\text{crr}} < \sigma_P \\ \frac{40 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y} + \frac{\sigma_{\text{cri}}}{f_y} \cdot \sqrt{100 \cdot \sigma_{\text{cri}}^2 - 60 \cdot f_y^2}}{2 + 50 \cdot \frac{\sigma_{\text{cri}}^2}{f_y^2}} & \text{para } \sigma_{\text{crr}} > \sigma_P \end{cases}$$

Simplemente se obtuvo:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sigma_{\text{crr}} = \sqrt{\frac{E_{\tau}}{E}} \sigma_{\text{cri}}$$

y se substituyó  $\sqrt{\frac{E_{\tau}}{E}}$  por  $\sqrt{k_{\tau}}$ , siendo  $k_{\tau}$  el coeficiente obtenido anteriormente sin considerar que, en realidad es una función de  $\sigma_{\text{crr}}$  y, por tanto, no se puede despejar como una simple constante.

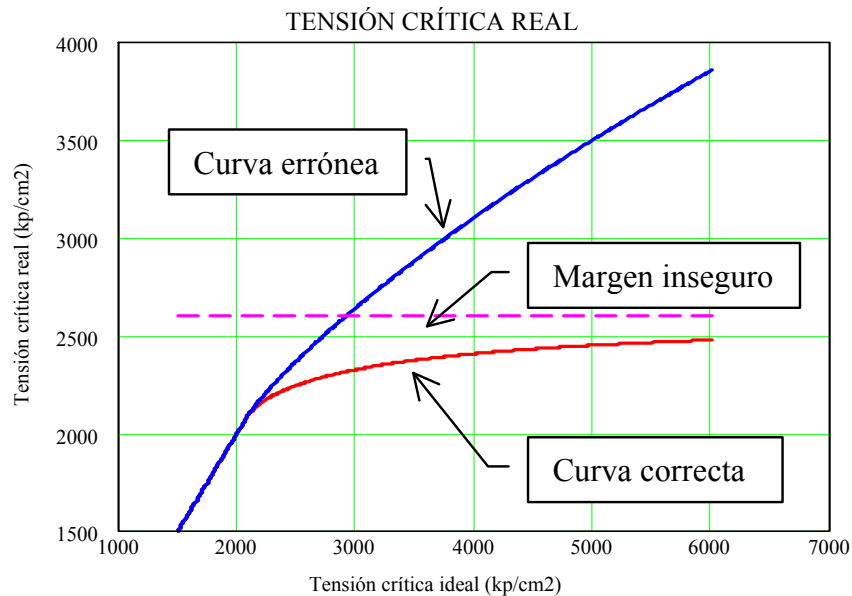
El resultado es aberrante porque no converge cuando  $E_{\tau} \rightarrow 0$ .

Además, presenta algunas erratas que no se han corregido en las sucesivas ediciones (para  $\sigma_{\text{cri}} = 3800 \text{ kg/cm}^2$  la  $\sigma_{\text{crr}}$  para el acero A-52 debería ser  $3472 \text{ kg/cm}^2$  y no  $4373 \text{ kg/cm}^2$ ).

El resultado de lo anterior es una sobrevaloración de la tensión crítica real.

El Eurocódigo plantea, el método, formalmente semejante al de la EA, designado como “postcrítico simple”, según el cual:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 22**

- Se parte de un valor de la tensión crítica ideal que coincide con el de la em 62, olvidando el 1,25 de la E.A.

- Se calcula la esbeltez ideal:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cri}}}$

- La tensión última viene dada por la fórmula de Winter:

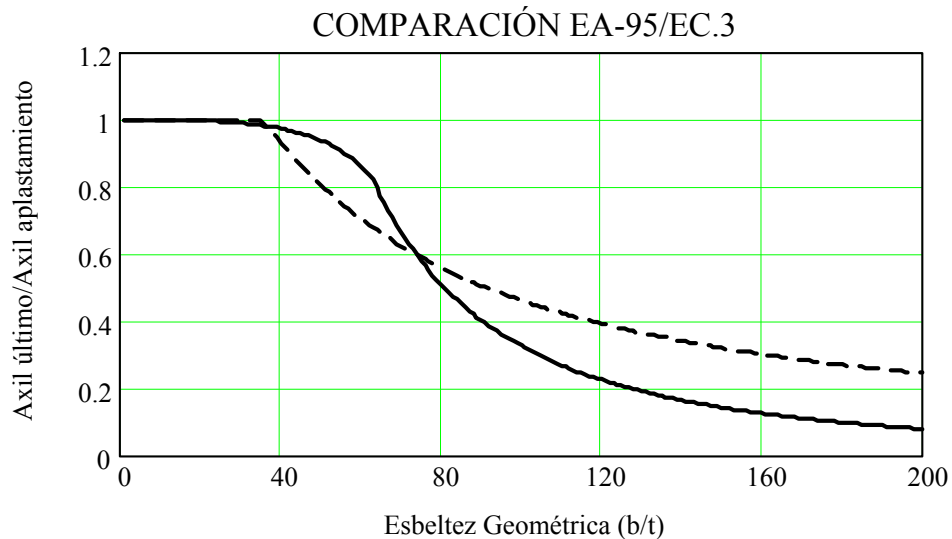
$$\sigma_u = \frac{f_y}{\lambda} \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda} \right) \lambda > 0,67$$

- Se minorra la resistencia con un coeficiente  $\gamma_{M1} = 1,1$

Dibujando las tensiones últimas según cada norma, en función de la esbeltez geométrica, se obtiene la figura adjunta, nº 15, en la que la línea a trazos representa el valor de la tensión última según el Eurocódigo (no se ha minorado la resistencia con el coeficiente  $\gamma_{M1} = 1,1$ ), y la continua según la EA.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

En conclusión:



**Fig 23**

- Para esbelteces importantes (tensión crítica ideal inferior a la mitad del límite elástico) la EA es muy conservadora.
- Para pequeñas esbelteces (tensión crítica ideal superior a la mitad del límite elástico) la Norma Española es insegura. Afortunadamente, esta situación tan sólo se presenta en casos muy específicos.
- La Tabla 3.4.6.B de la EA responde a un simple error en el manejo de una ecuación algebraica.

### **VIII.5 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

- **INTRODUCTION TO THE THEORY OF THIN-WALLED STRUCTURES.** Noel W. Murray Oxford Engineering Science series.13 Clarendon Press 1986
- **GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES.** Editor. Theodore V. Galambos 4th Edition. Wiley-Interscience 1988
- **EJERCICIOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS. Vol. II.;**J. José Benito Muñoz; R. Álvarez Cabal. Sección de Publicaciones de la E. T. S. I. Industriales de Madrid. Enero 1999.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **IX RELACIONES DE COMPORTAMIENTO DE LOS PANELES**

#### **IX.1 INTRODUCCIÓN**

#### **IX.2 DESCRIPCIÓN**

#### **IX.3 HERRAMIENTAS ANALÍTICAS**

#### **IX.4 HERRAMIENTAS EXPERIMENTALES**

#### **IX.5 NORMAS**

#### **IX.6 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**



## IX.1 INTRODUCCIÓN

En calderería y en ingeniería civil se suele utilizar el término panel para designar la chapa de alma situada entre rigidizadores adyacentes. En edificación resulta muy infrecuente el uso de vigas armadas y aún más infrecuente la necesidad de rigidizar el alma. Normalmente resulta rentable el gasto de material que supone aumentar el espesor del alma que el de mano de obra que conlleva la disposición de rigidizadores (naturalmente, nos estamos refiriendo aquí a los rigidizadores de alma frente a abolladura, no a los que se disponen para recoger las cargas concentradas siempre presentes en las uniones, apoyos, cambios de dirección de las alas,...).

De todos los paneles en los que se divide el alma de una viga los centrales limitan



Fig. 1. Paneles de una viga rigidizada

chapas sometidas a tensiones normales, debidas a la flexión. Frente a este tipo de sollicitación los rigidizadores transversales no son eficaces en absoluto ya que, como se explicó en el capítulo anterior, la abolladura ante tensiones normales se produce en ondas de longitud igual a la anchura (abolladura en cuadrados), por lo que los rigidizadores habrían de disponerse a distancias menores de la altura de la viga, lo que resulta antieconómico. Es por ello que, a no ser que otras circunstancias lo justifique, no se suelen disponer rigidizadores más que en las zonas extremas de la viga.

En estas zonas las chapas de alma se encuentran sollicitadas, fundamentalmente a esfuerzo cortante.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Idéntica situación se puede encontrar en los nudos de los pórticos de naves industriales (fig. 2) o de edificación.

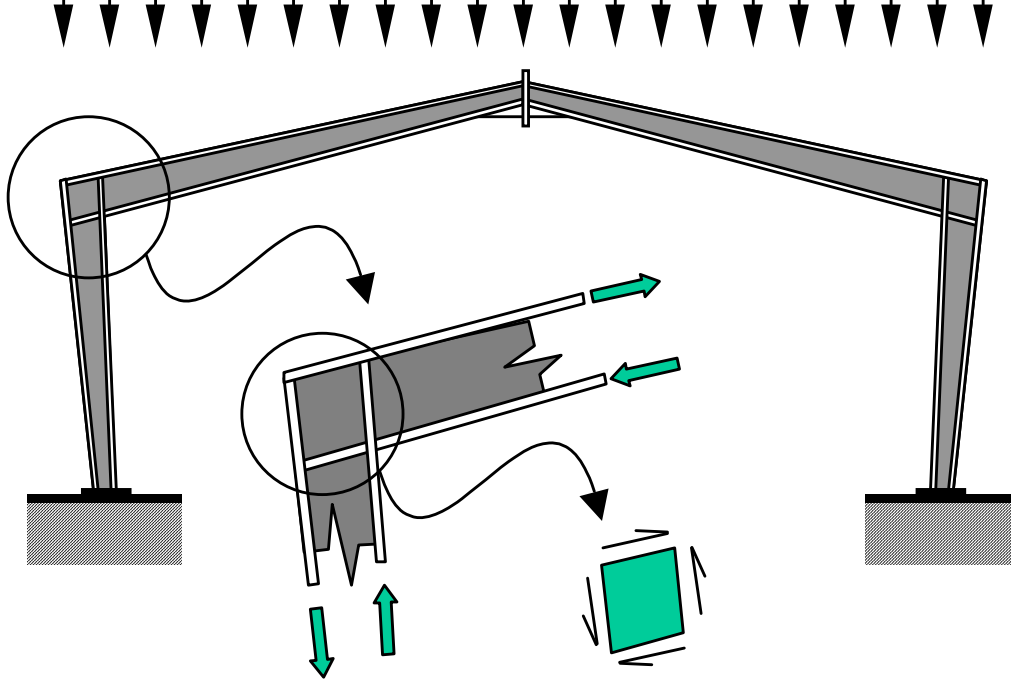
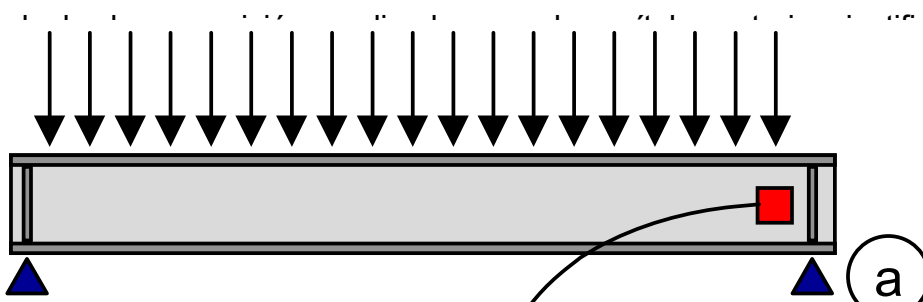


Fig. 2. Paneles en un pórtico

Es, precisamente en este tipo de componente, chapa solicitada a tensiones tangenciales, en el que se centra este capítulo.

## IX.2 DESCRIPCIÓN

La amp...  
descripc  
son simi  
para ver  
que en  
tensio  
caso ant



una  
jados  
alma  
an, y  
e las  
en el

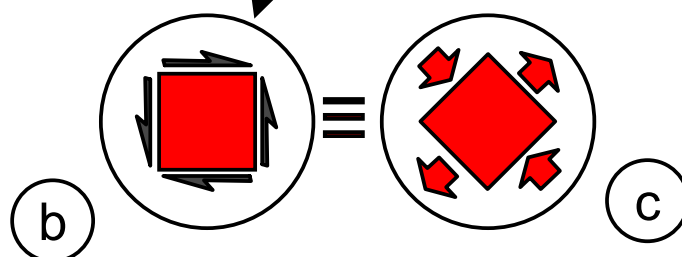


Fig. 3.

### **IX.3 HERRAMIENTAS ANALÍTICAS**

#### **IX.3.1.1 MÉTODOS DE BIFURCACIÓN**

Siguiendo un planteamiento idéntico al realizado en el anterior apartado se obtiene, para la placa simplemente apoyada en sus cuatro bordes, idéntica expresión a la ya obtenida:

$$\sigma_{cri} = K \cdot \sigma_E$$

Donde, lógicamente, tan solo los valores de K son distintos. En este caso “k” se obtiene de la expresión:

$$K = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2}$$

Siendo  $\alpha$  la relación del lado mayor al menor (y calculándose  $\sigma_e$  a partir de éste).

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Este aspecto resulta de la mayor importancia. En efecto, si como exponíamos mas arriba en el caso de tensiones normales los rigidizadores transversales no son eficaces, en el de tensiones tangenciales la diferencia entre disponerlos o no puede ser tan importante como demuestra la figura 4. En ella se comprueba que mientras que cuando actúan tensiones normales el valor de  $k$  y, por consiguiente, de la carga crítica, se mantiene prácticamente constante para cualquier valor de  $\alpha$  (mayor que la unidad), en el caso de tensiones tangenciales el valor de la tensión crítica disminuye al aumentar el de  $\alpha$

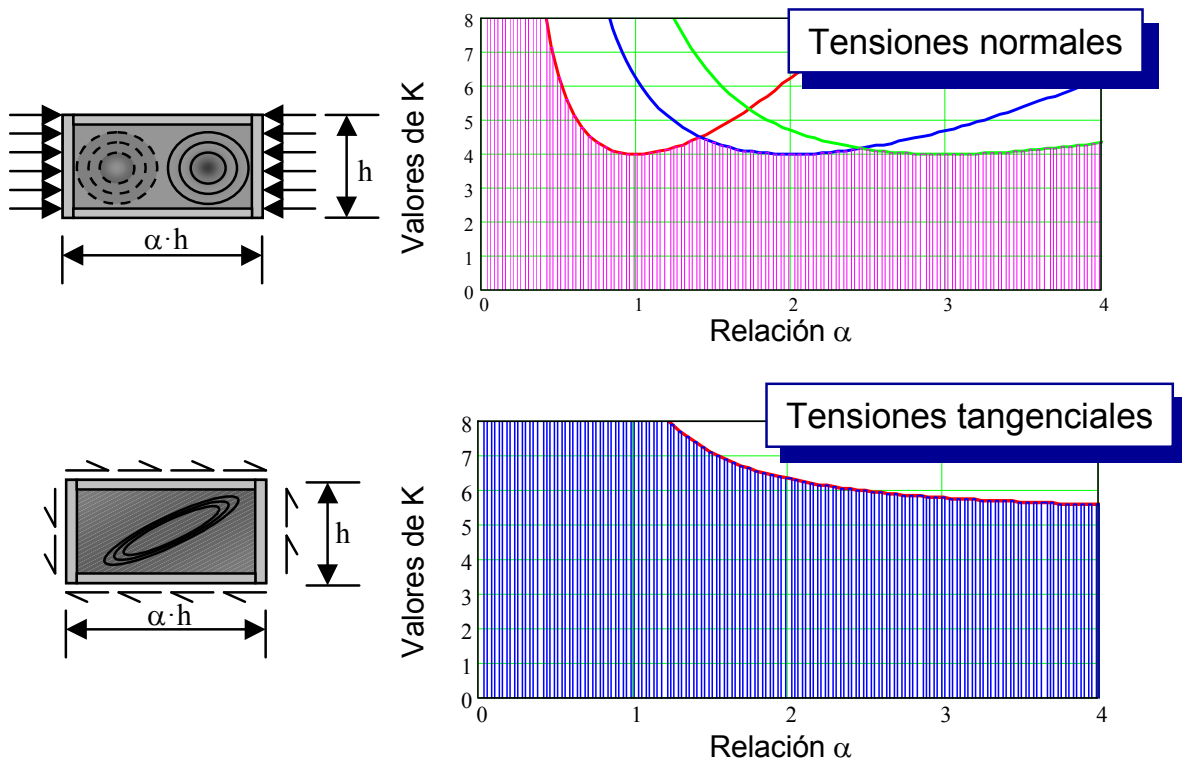


Fig. 4.

## IX.3.2 DESPLAZAMIENTOS INICIALES

Es aplicable el contenido del punto equivalente del anterior capítulo.

## IX.3.3 PLANTEAMIENTO NO - LINEAL.

Escasamente utilizado en este caso.

### **IX.3.4 MÉTODO DEL CAMPO DE TRACCIONES.**

Esta denominación engloba un gran número de métodos que tienen como base común el esquema resistente de celosía explicado en los apartados que siguen y que se diferencian en la elección de los parámetros de cálculo (anchura del campo de tracciones, inclinación, forma de anclarlo a las alas o a los rigidizadores....)

La idea es, en todos los casos, la misma. Supóngase la viga, rigidizada, representada en la figura 5.

Para valores reducidos de la carga aplicada sobre la viga, aquellos que inducen tensiones tangenciales en los paneles extremos de valor inferior al crítico, éstos se comportan en forma convencional, con la rigidez correspondiente al área a corte.

Al aumentar la carga aplicada se empieza a producir la abolladura del panel, con la consiguiente pérdida de rigidez.

Hasta aquí todo sucede conforme a lo explicado en el Capítulo anterior.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La diferencia surge una vez sobrepasada la carga crítica. Empieza entonces a trabajar un segundo mecanismo resistente, completamente independiente del anterior, que sigue el modelo de celosía. En este nuevo sistema resistente las alas se comportarían como cordones, los rigidizadores como montantes comprimidos y las diagonales traccionadas estarían formadas por las partes traccionadas del alma.

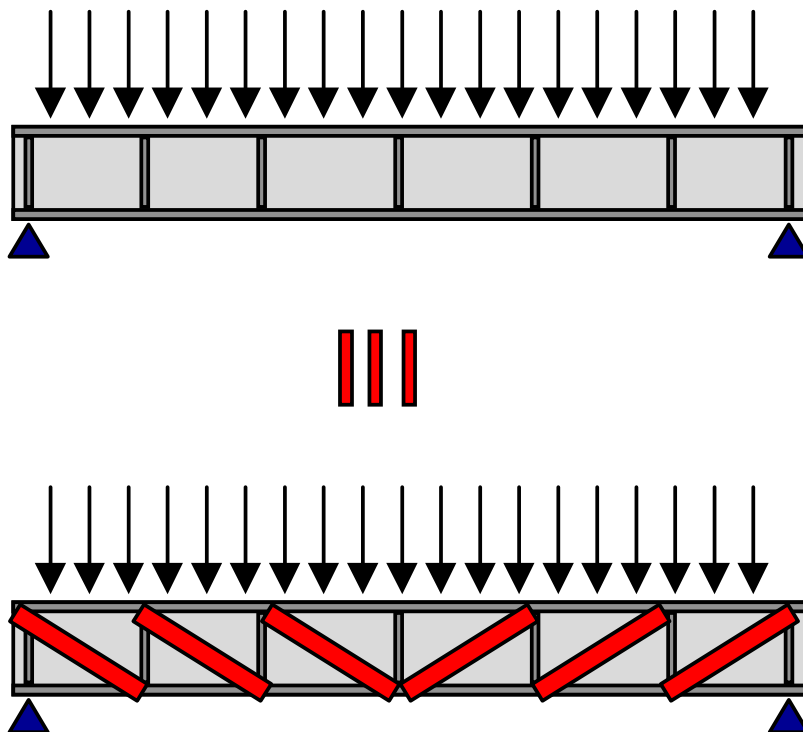


Fig. 5. Campo de tracciones

La relación carga- desplazamiento (en este caso cortante-deformación angular) se parecería a lo indicado en la figura 6.

Cuando la chapa es extraordinariamente esbelta (relaciones  $b/t$  superiores a 400), lo que resulta frecuente en estructuras navales o aeronáuticas pero raro en ingeniería civil, la tensión crítica es muy baja. Entonces se desarrolla lo que se llama “campo de tracciones” como único mecanismo resistente. Esta idea fue desarrollada ya en 1939 por Wagner, (según algunos, de la observación de como las cubiertas textiles de los aviones rigidizaban la estructura de madera).

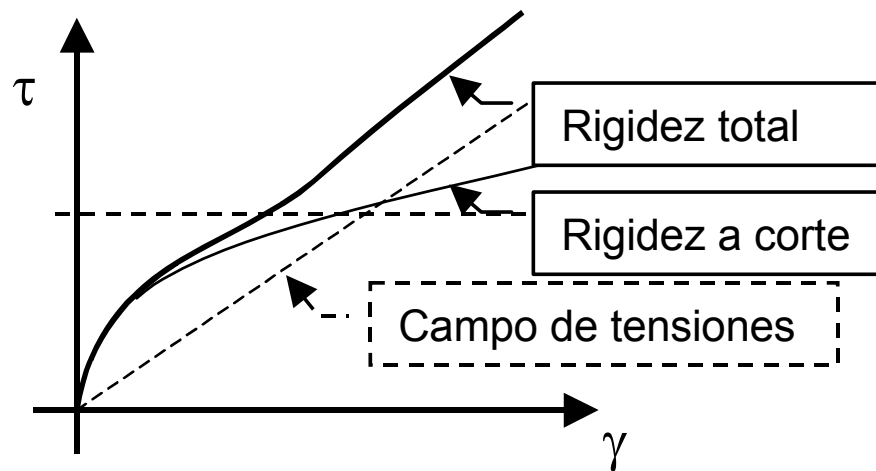


Fig. 6

En el Ballio se relacionan y se contrastan muchos de estos métodos.

En ingeniería civil el campo de tracciones se desarrolla a partir de una resistencia crítica apreciable.

En lo que sigue se desarrolla el método de Cardiff. Se ha elegido este método porque ha sido el adoptado por el Eurocódigo. Se basa en los siguientes puntos:

### **Condición de agotamiento.**

Viene dada por la plastificación de la diagonal traccionada. Las tensiones en ella serán las que indica la figura 7 y su valor es la simple suma de las alcanzadas en régimen precrítico y las que a partir de ese punto se desarrollan en la diagonal.

Por lo tanto, empleando el criterio de Von Mises, expresado en los ejes  $\eta$ - $\xi$  de la diagonal traccionada (el término “diagonal” se utiliza aquí para indicar el elemento de la estructura triangulada que se establece. En general, no corresponde a la diagonal geométrica), se tendrá:

$$f_y^2 = \sigma_\eta^2 + \sigma_\xi^2 - \sigma_\eta \cdot \sigma_\xi + 3\tau_{\xi\eta}^2$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Donde:

$$\sigma_{\eta} = \sigma_{bb} + \sigma_1 \quad \text{Tensión normal total en la dirección de la diagonal}$$

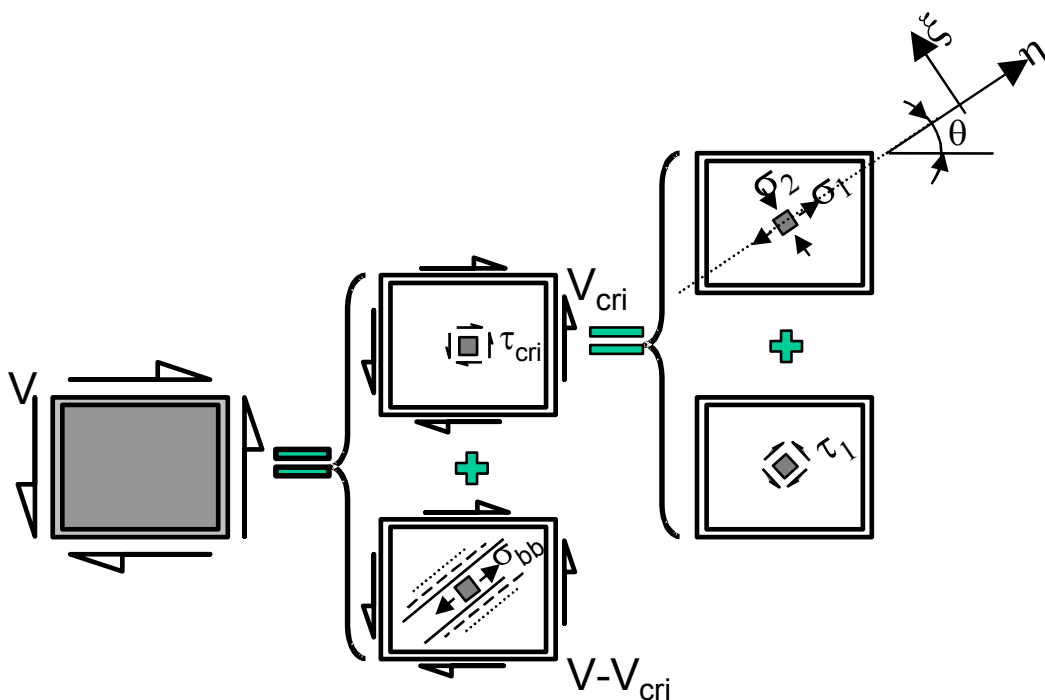


Fig. 7.

$$\sigma_1 = \tau_{cr} \cdot \text{sen } 2\theta \quad \text{Tensión normal (correspondiente a la tangencial crítica) en la dirección normal a la diagonal}$$

$$\sigma_{\xi} = \sigma_2 = -\tau_{cr} \cdot \text{sen } 2\theta \quad \text{Tensión normal total en la dirección normal a la diagonal}$$

$$\tau_{\xi\eta} = \tau_1 = \tau_{cr} \cdot \text{cos } 2\theta \quad \text{Tensión cortante total en la dirección de la diagonal}$$

Sustituyendo:



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$\sigma_{bb}^2 + (3 \cdot \tau_{cr} \cdot \text{sen } 2\theta) \cdot \sigma_{bb} + 3\tau_{cr}^2 - f_y^2 = 0$$

De donde:

$$\sigma_{bb} = \sqrt{f_y^2 - 3\tau_{cr}^2 + \left(\frac{3}{2}\tau_{cr} \text{sen } 2\theta\right)^2} - \frac{3}{2}\tau_{cr} \text{sen } 2\theta$$

Esta última tensión,  $\tau_{bb}$ , será la máxima que pueda coger la diagonal.

### **Anchura del campo de tensiones.**

Se asume quedará condicionada por la formación de rótulas plásticas en las alas.

Dando por supuesto que, como confirman los resultados experimentales disponibles, se forman rótulas en las localizaciones genéricas mostradas en la figura 7, las longitudes " $s_c$ " y " $s_t$ " en las alas comprimidas y traccionadas dependerán de la capacidad de las propias alas y del alma.

Estableciendo el equilibrio sobre el triángulo ABC de la figura 7

$$\sigma_{bb} \cdot s_c \cdot \text{sen } \theta \cdot t_w \cdot \text{sen } \theta \cdot \frac{s_c}{2} = M_{pA} + M_{pB}$$

$$s_c = \sqrt{\frac{2(M_{pA} + M_{pB})}{\sigma_{bb} \cdot t_w \cdot \text{sen}^2 \theta}}$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

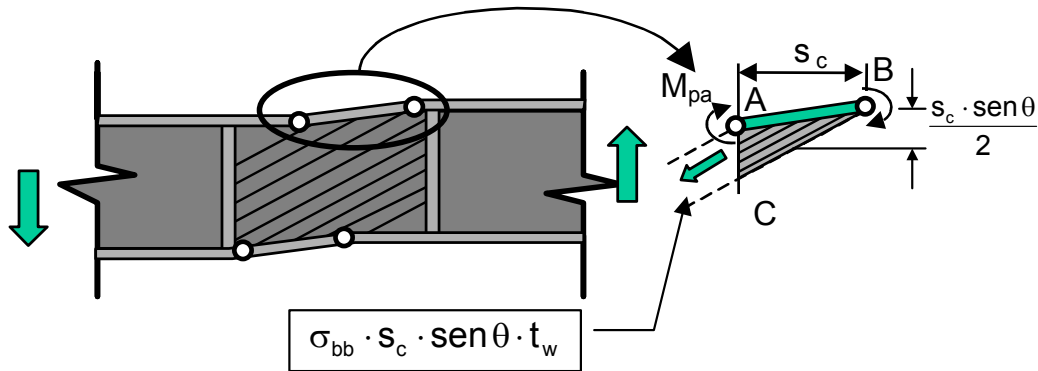


Fig. 7.

$M_{pa}$  y  $M_{pb}$  son los momentos plásticos en los puntos A y B. En ausencia del axil que sobre las alas produce la flexión de la viga su valor será:

$$M_p = \frac{t_f^2}{4} \cdot f_y \cdot b \quad \text{siendo } b \text{ la anchura del ala y } t_f \text{ su espesor.}$$

Si sobre el ala actúa cualquier axil  $N_f$ , entonces el momento sería:

$$M_p = \frac{f_y \cdot b \cdot t_f^2}{4} \cdot \left( 1 - \frac{N_f}{(f_y \cdot b \cdot t_f)^2} \right)$$

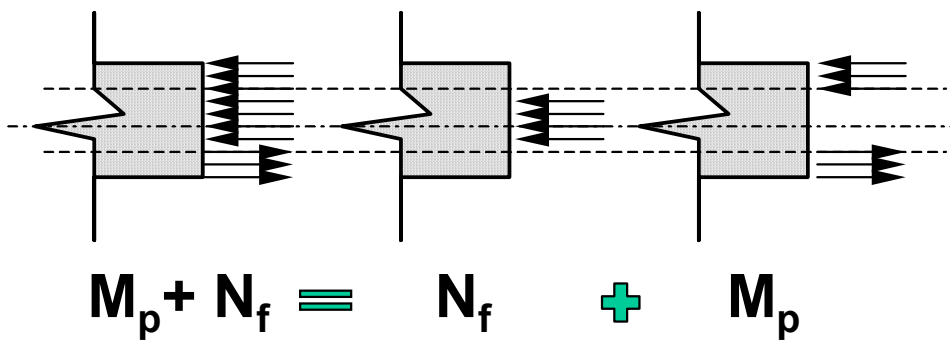


Fig.8

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Conocidos  $s_c$  y  $s_p$ , el cálculo de la anchura de la diagonal es fácil:

$$g = \overline{AC} - \overline{AB} + \overline{DE}$$

$$g = d \cdot \cos \varphi - (a - s_c) \cdot \operatorname{sen} \theta + s_t \cdot \operatorname{sen} \theta$$

$$g = d \cdot \cos \theta - (a - s_c - s_t) \cdot \operatorname{sen} \theta$$

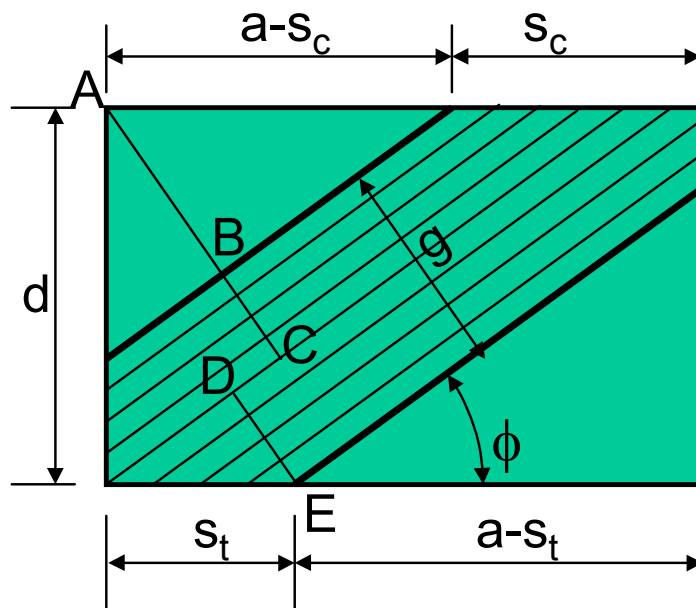


fig. 9

### Herramientas experimentales:

La campaña de ensayos sistemáticos más completa ha sido llevada a cabo bajo los auspicios de la Comisión 8 de la Convención Europea de la Construcción Metálica y se

resume en Dubas.

Los resultados obtenidos ajustan con precisión, en el caso de existir rigidizadores, el modelo de Cardiff.

## IX.4 NORMAS

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El planteamiento de la E.A. 95 es idéntico al expresado en apartados anteriores para el caso de tensión normal. Tan solo los coeficientes  $k$  se modifican.

El Eurocódigo admite dos métodos. Si la viga no tiene más rigidizadores que los extremos, entonces se usara el método postcrítico simple, de planteamientos semejantes al de la EA.95

Cuando existen rigidizadores intermedios puede usarse el mismo método (postcrítico simple) o el del campo de tracciones, que, como ya se ha indicado, sigue exactamente el método de Cardiff.

### **IX.5 BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA**

BEHAVIOUR AND DESIGN OF STEEL PLATED STRUCTURES Ed.P. Dubas and E. Gehri Convención Europea de la Construcción Metálica 1986

THEORY AND DESIGN OF STEEL STRUCTURES G. Ballio; F.M. Mazzolani. Edit. Chapman and Hall 1983

PLATED STRUCTURES. STABILITY AND STRENGTH. Ed. R. Narayanan Applied Science Publishers

**X RELACIONES DE COMPORTAMIENTO DE LAS SECCIONES**

**X.1 INTRODUCCIÓN**

**X.2 GENERALIDADES**

**X.2.1 SHEAR LAG**

**X.2.2 VIGA DE TIMOSHENKO**

**X.2.3 EFECTO DE LAS TENSIONES RESIDUALES**

**X.2.4 EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO**

**X.3 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE TRACCIÓN**

**X.4 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE COMPRESIÓN**

**X.5 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## X.1 INTRODUCCIÓN

Las secciones no constituyen, en realidad, un componente. Al menos, no en el sentido en el que el término se utiliza en el resto del texto. No obstante, tanto su rigidez como su resistencia condicionan las de la barra, por lo que su estudio se hace indispensable.

La exposición se organiza en función de los distintos tipos de sollicitación.

## X.2 Generalidades

El modelo de comportamiento de la sección es el mismo del material con la única diferencia de que se introduce en el eje de los esfuerzos un factor de escala correspondiente a alguna propiedad de la sección (área, inercia, módulo elástico/plástico,...).

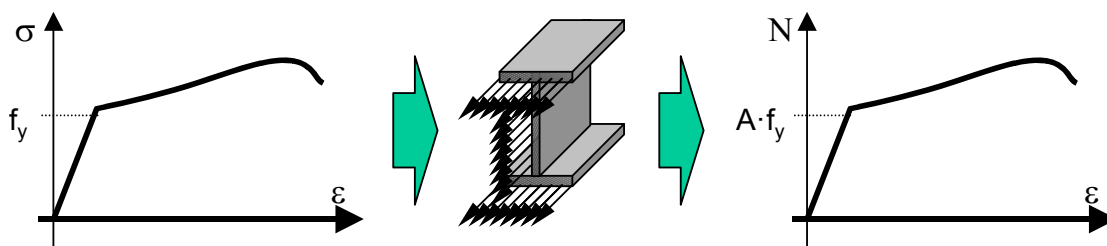


Fig. 1.

En ocasiones, especialmente al considerar secciones sometidas a flexión, la geometría de la sección se distorsiona en forma tal que el modelo convencional (la viga de Bernoulli en tal caso) no representa adecuadamente el comportamiento y es necesario recurrir a modelos más complejos (viga de Timoshenko) o, al menos, a modificar los parámetros de la sección (ancho efectivo en el caso de que se produzca el efecto de retraso del cortante).

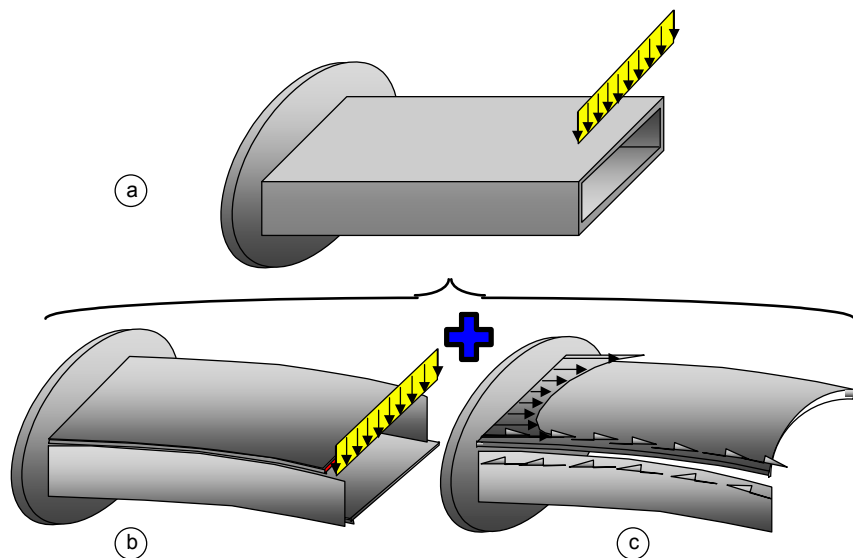
## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Por otra parte, y con independencia de los modelos, las diferencias con el comportamiento de las secciones reales vienen dadas por las heterogeneidad de la distribución de características mecánicas del material en la sección, y por la existencia de tensiones residuales.

En lo que sigue se describen brevemente algunas de estas ideas.

### **X.2.1 SHEAR LAG.**

Consiste en una distorsión de la distribución de tensiones respecto a la correspondiente a las hipótesis de comportamiento de la sección de Euler-Bernoulli (en definitiva: ...*"secciones planas permanecen planas"*...)



**Fig. 2**

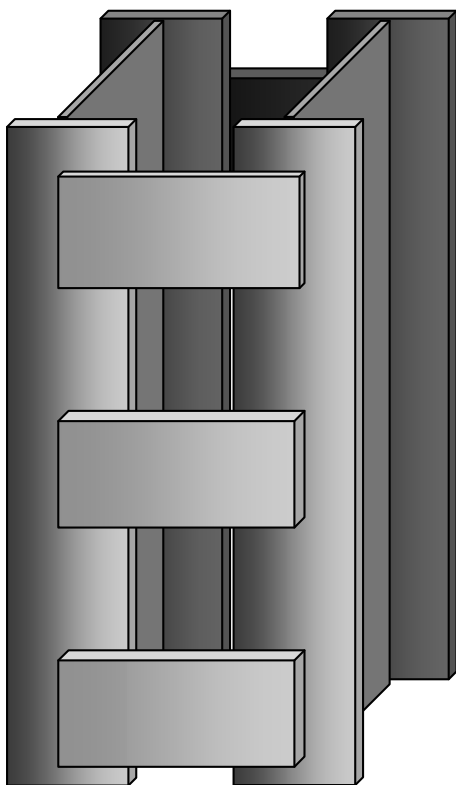
Sea la barra de la figura 2.a cuya sección es un cajón formado por cuatro chapas unidas en sus bordes por soldadura. Si no existiese tal unión entre chapas el conjunto se deformaría según indica la figura 2.b: Cada chapa flexaría de forma independiente del resto de forma tal que las alas, sin ninguna componente neta de

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

axil, no se alargarían lo suficiente como para ajustarse a la deformación de las fibras extremas de las almas.

Para restablecer la compatibilidad es necesario alargar/contrair los bordes de las chapas. Lo que, sin embargo, no resulta sencillo es conseguir que esa deformación alcance las fibras interiores de las alas, que finalmente adoptarían una forma semejante a la indicada en la figura 2.c.

## **X.2.2 VIGA DE TIMOSHENKO.**



**Fig. 3.**

En las barras sometidas a flexión la rigidez viene dada por la inercia de la sección.

Para aumentar la inercia sin aumentar el área es necesario situar el material lo más alejado posible del eje de la sección. Ello lleva a diseños de secciones con el alma limitada al máximo.

En algunas ocasiones, como en el caso de pilares compuestos, el alma incluso desaparece como tal sustituida por elementos de triangulación o por presillas (figura 3).

En estos casos la deformación por cortante adquiere importancia, ya que disminuye la rigidez de la viga.

Deformación por cortante



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Supóngase una situación como la de la figura. Además de la deformación debida al efecto del momento flector, regida por la conocida expresión

$$y'' = -\frac{M}{E \cdot I}$$

la barra se deforma por efecto del esfuerzo cortante que actúa en cada sección, que crea una deformación tangencial de valor:

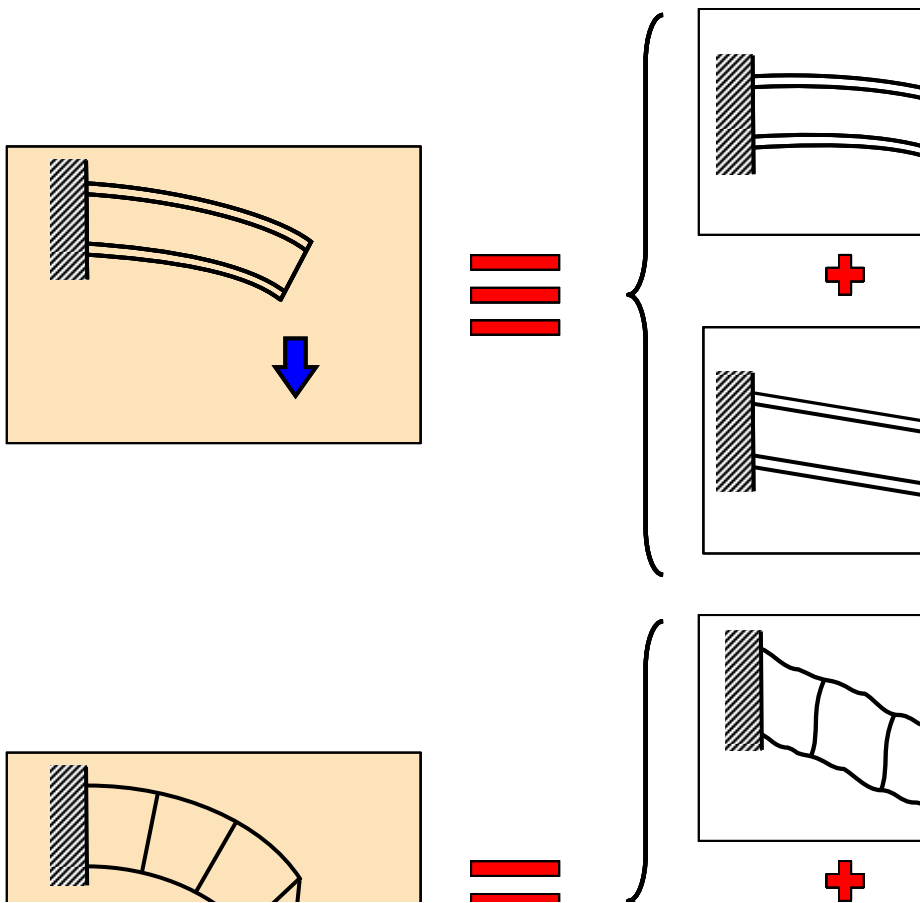
$$y' = \gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{V}{A_e \cdot G}$$

expresión en la que  $A_e$  representa el “área equivalente” frente a la deformación por cortante. Este término, con un equivalente claro en vigas de alma llena, se generaliza en muchas ocasiones a barras en las que ni siquiera existe un alma, que desaparece sustituida por presillas o triangulaciones.

Evidentemente, la deformación total vendrá dada por la suma de los dos efectos:

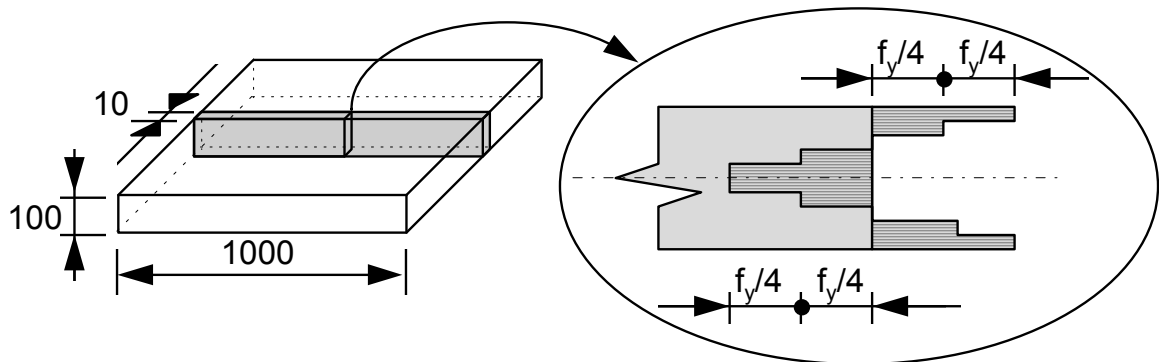
$$y'' = y''_f + y''_c = \frac{d^2 M}{A_e \cdot G} - \frac{M}{E \cdot I}$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



## **X.2.3 EFECTO DE LAS TENSIONES RESIDUALES**

Piéñese en la situación descrita por la figura 4. Una chapa de 100 mm de espesor solicitada a esfuerzos axiales y en la que se presentan las tensiones residuales mostradas. Acero S 275.



**Fig. 4**

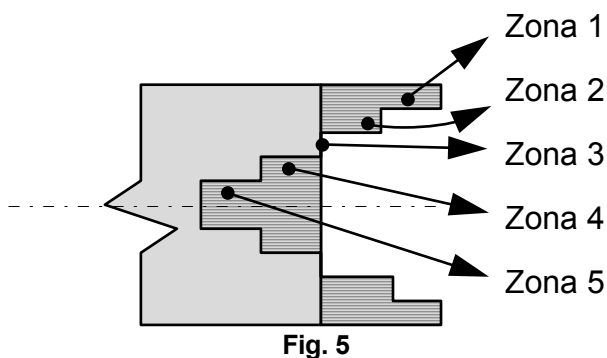
Para obtener la relación de comportamiento de la sección, a partir de la del material, se introducen sucesivos incrementos de deformación y se calculan las tensiones resultantes en cada parte de la sección.

En cada paso el axil total (para la rebanada de 10 mm) será la simple suma de tensiones por área. Con esta idea, y siguiendo las explicaciones que se incluyen a continuación, se confecciona la tabla adjunta, en la que cada columna corresponde al estado de la rebanada tras aplicarle un sucesivo incremento de deformación. El valor de tales incrementos de deformación es un cuarto de la deformación de límite elástico (DLE), de valor :

$$DLE = \frac{f_y}{E} = \frac{275}{200000} = 0.001375$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

AXIL EN CADA ZONA (N)								
Incr. Def.	0·(DLE)/4	1·(DLE)/4	2·(DLE)/4	3·(DLE)/4	4·(DLE)/4	5·(DLE)/4	6·(DLE)/4	7·(DLE)/4
$\Delta l$ (mm)	0	0,34375	0,6875	1,03125	1,375	1,71875	2,0625	2,40625
ZONA 1	13750	20625	27500	27500	27500	27500	27500	27500
ZONA 2	6875	13750	20625	27500	27500	27500	27500	27500
ZONA 3	0	6875	13750	20625	27500	27500	27500	27500
ZONA 4	-6875	0	6875	13750	20625	27500	27500	27500
ZONA 5	-13750	-6875	0	6875	13750	20625	27500	27500
AXIL (kN)	0	68,75	137,5	192,5	233,75	261,25	275	275



La fila de alargamientos resulta de sumar los sucesivos incrementos de alargamiento, de valor el incremento de deformación por la longitud de la chapa (1000 mm). Así, en la situación correspondiente a la segunda columna, que resulta de la aplicación de un incremento de deformación, se tendrá un alargamiento de la barra de:

$$\Delta l = \Delta \varepsilon \cdot l = \frac{0.001375}{4} \cdot 1000 = 0.34375 \text{ mm}$$

Las celdas correspondientes a las sucesivas zonas de la rebanada, designadas según se indica en el dibujo adjunto, contienen la fuerza total en esa zona tras el correspondiente incremento de deformación. Así, en la situación correspondiente a la ya utilizada segunda columna se tendrá, para la zona 1, una fuerza total de valor:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$F_2 = F_1 + \Delta F = \frac{f_y}{2} \cdot A_{\text{zona}_1} + \frac{f_y}{4} \cdot A_{\text{zona}_1} = \frac{275}{2} \cdot 100 + \frac{275}{4} \cdot 100 = 20625 \text{ N} = 20.625 \text{ KN}$$

Con un valor máximo correspondiente al límite elástico, es decir, a:  
 $275 \cdot 100 = 27500 \text{ N}$ .

La fila correspondiente al axil se limita a sumar, para cada incremento, las fuerzas en todas las zonas, multiplicarlas por 2 (para considerar la otra mitad de la sección) y dividir por 1000 para expresar el resultado en kN.

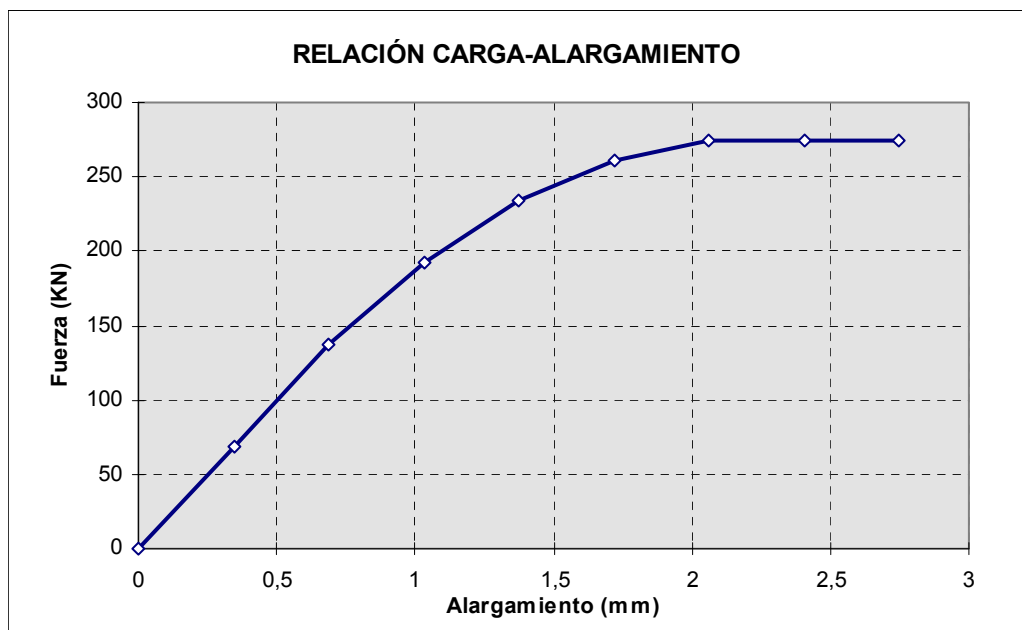


Fig. 6

Dibujando en una gráfica los puntos resultantes se obtiene la figura adjunta:

Frente al comportamiento descrito, si no hubiesen existido tensiones residuales la relación de comportamiento de la sección sería el diagrama bilineal de la figura 7.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En resumen, las tensiones residuales no modifican el valor del axil que plastifica la sección, pero si la deformación a la que se alcanza.

Teóricamente la carga de rotura de la sección debería disminuir. En efecto, si admitimos que la rotura de las fibras que conforman el material se produce al alcanzar una deformación determinada, es claro que ésta no se alcanza

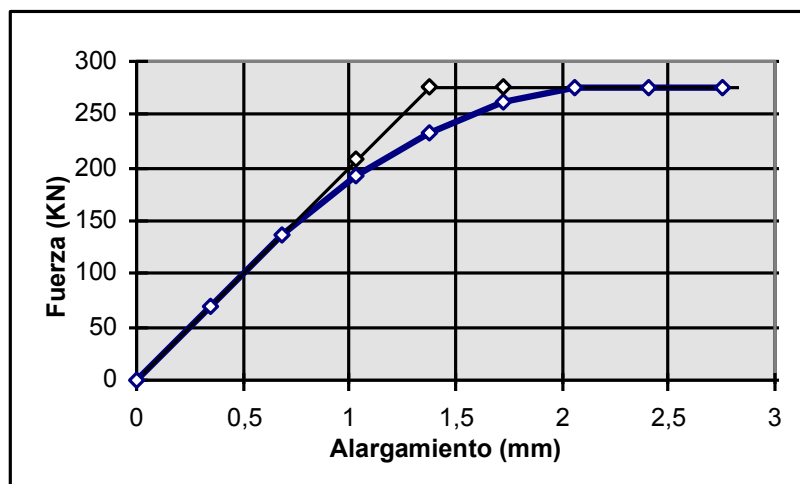


Fig. 7

simultáneamente en todos los puntos de la sección. En el ejemplo se ha comprobado cómo algunas fibras (las inicialmente deformadas a compresión), acumulan una deformación superior a las restantes, alcanzando el fallo y, por tanto, perdiendo toda su capacidad de carga, cuando el resto de las fibras, menos deformadas, aún no han alcanzado su resistencia.

En la práctica este planteamiento no es fácilmente observable. Piénsese que en los aceros convencionales, certificados, las deformaciones en rotura superan en más de 20 veces las de límite elástico, por lo que diferencias de deformación debidas a las tensiones residuales, de valor inferior a las de fluencia, tienen muy escasa trascendencia (menos aún si se considera que la relación de comportamiento es

prácticamente horizontal en rotura, por lo que pequeñas diferencias en deformación no implican variaciones importantes de carga).

### **X.2.4 EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL LÍMITE ELÁSTICO.**

Aunque experimentalmente se han encontrado diferencias entre los valores de límite elástico correspondientes a partes diferentes de secciones (alas y almas de perfiles), su importancia práctica es mínima ya que tales diferencias no son superiores a las que cabe esperar entre perfiles correspondientes a distintas coladas y, en resumen, las diferencias no superan los rangos de incertidumbre que cabe asignar a cualquier producto manufacturado.

Si el perfil no es simétrico, la asimetría en la distribución de valores del límite elástico puede, en fases avanzadas de plastificación, inducir flexiones en la sección sin, normalmente, importancia alguna.

Mayor importancia práctica tiene el incremento de límite elástico que se produce en las zonas deformadas de las secciones conformadas.

Para evaluar el incremento de límite elástico aparente se puede usar la expresión del Eurocódigo 3 en su parte 1.2. referida a este tipo de elementos.

### **X.3 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE TRACCIÓN.**

Nos ocuparemos en este apartado de las secciones sobre las que actúa una distribución uniforme de tensiones normales, cuya resultante es una fuerza situada en el centro de gravedad de la propia sección.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Como ya se ha explicado en anteriores apartados, en muchas ocasiones se adopta como condición de agotamiento de la sección la que corresponde a la capacidad plástica (limita las tensiones en la sección al valor de límite elástico).

En nuestra opinión este criterio debería reservarse a las barras, permitiendo que las secciones alcancen la carga de rotura del material.

## **X.4 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE COMPRESIÓN**

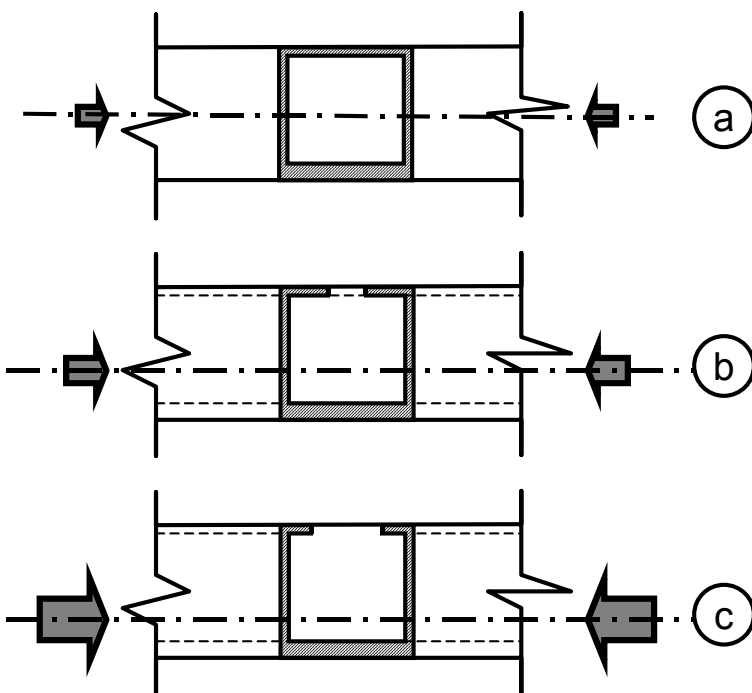


Fig. 8

Si la sección esta formada por chapas gruesas, que no abollan, el comportamiento de la sección es similar al que presenta frente a esfuerzos de tracción.

Si las chapas abollan bajo la acción de tensiones inferiores a las de límite elástico la situación se complica no sólo por la necesidad de incorporar a la relación de

comportamiento de la sección las de las chapas esbeltas, de cierta complejidad, sino por la asimetría que pueden inducir en la forma de trabajo de la sección.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Supóngase la sección de la figura 8. Bajo la acción de compresiones de muy escaso valor, caso "a", ninguna chapa abolla y, en consecuencia, la distribución de tensiones se mantiene uniforme y su resultante, el axil, pasa por el centro de gravedad de la sección.

En el agotamiento, caso "c", las chapas abolladas se comportan como una chapa equivalente de anchura:

$$b_{\text{eff}} = \frac{b}{\bar{\lambda}} \cdot \left( 1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}} \right)$$

Según la expresión de Winter ya expuesta en el Capítulo 9.

Evidentemente, entre las situaciones "a" y "c" se ha producido un desplazamiento del centro de gravedad de la sección efectiva que induce flexiones y modifica, por tanto el reparto de tensiones (incrementándolas precisamente en la zona que menos lo necesita: la abollada)

Para las situaciones intermedias, caso "b" de los representados en la figura 6, el ancho efectivo puede calcularse mediante la misma expresión pero sustituyendo el valor de la esbeltez reducida:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_{\text{cri}}}}$$

Ello complica el cálculo de forma notable ya que hace depender la rigidez de los elementos comprimidos, y, por tanto, el reparto de esfuerzos, del valor de estos últimos. Se hace necesario un cálculo no-lineal.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Normalmente es suficientemente preciso (y seguro) realizar un cálculo lineal de esfuerzos empleando secciones brutas y, al comprobar el dimensionamiento de las secciones, utilizar sus características efectivas.

Naturalmente, todo lo anterior se refiere al cálculo de esfuerzos para las comprobaciones en estado límite último. Para las comprobaciones correspondientes al estado límite de servicio se deberían utilizar las secciones eficaces correspondientes a las solicitaciones de servicio o, como hipótesis conservadora, las correspondientes al agotamiento (esto es, asignar a las chapas la anchura efectiva resultado de entrar en la fórmula de Winter con la esbeltez reducida calculada empleando la tensión correspondiente a las cargas de servicio, sin mayorar, o la de límite elástico).

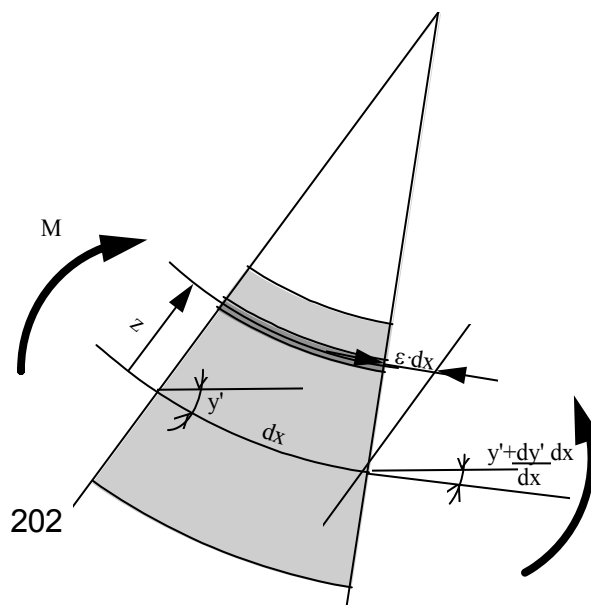
Cuando las tensiones en las chapas mas esbeltas aumentan su distribución pierde la uniformidad inicial.

### **X.5 SECCIONES SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN**

El comportamiento de una sección se expresa por la relación momento-curvatura.

En el caso elástico se trata de una recta de pendiente  $EI$ .

Para comprender el significado de esta relación, basta pensar en el momento flector comprimiendo las fibras por encima del eje neutro y traccionando las que



**Fig. 9**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

quedan por debajo.

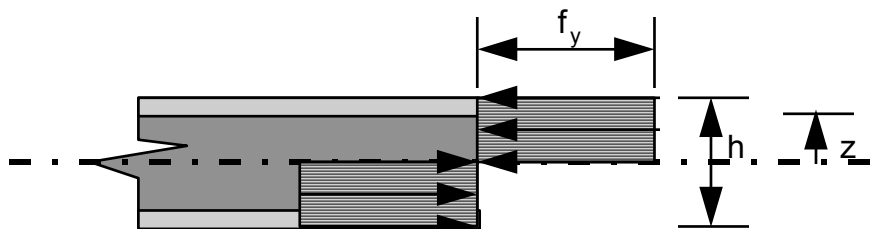
En una rebanada elemental, de longitud "dx" ello implica una modificación de la pendiente. Tal modificación de la pendiente por unidad de longitud es, justamente, la curvatura.

En realidad, al ir aumentando la curvatura también lo hace la deformación de las fibras, de forma que en algún momento llega a producirse la plastificación de las fibras mas alejadas de la fibra neutra. Si se sigue incrementando la curvatura la plastificación progresa hacia las fibras interiores hasta llegar a una situación límite en la que todas las fibras han plastificado (figura 10).

Por simple equilibrio, el momento último será el doble del momento producido por las tensiones situadas por encima del eje de simetría (figura 11):

$$M_u = 2 \cdot \int_0^{\frac{h}{2}} f_y \cdot z \, dA = 2 f_y \cdot \int_0^{\frac{h}{2}} z \, dA = 2 \cdot S_x$$

Puede parecer arriesgado utilizar, como normalmente se hace, este valor como índice de la capacidad de la sección, ya que corresponde a una situación extrema de curvatura infinita que exige una gran ductilidad (la deformación de las fibras extremas es igualmente de valor infinito).



# ESTRUCTURAS METÁLICAS

En realidad, el endurecimiento del material de las fibras extremas compensa

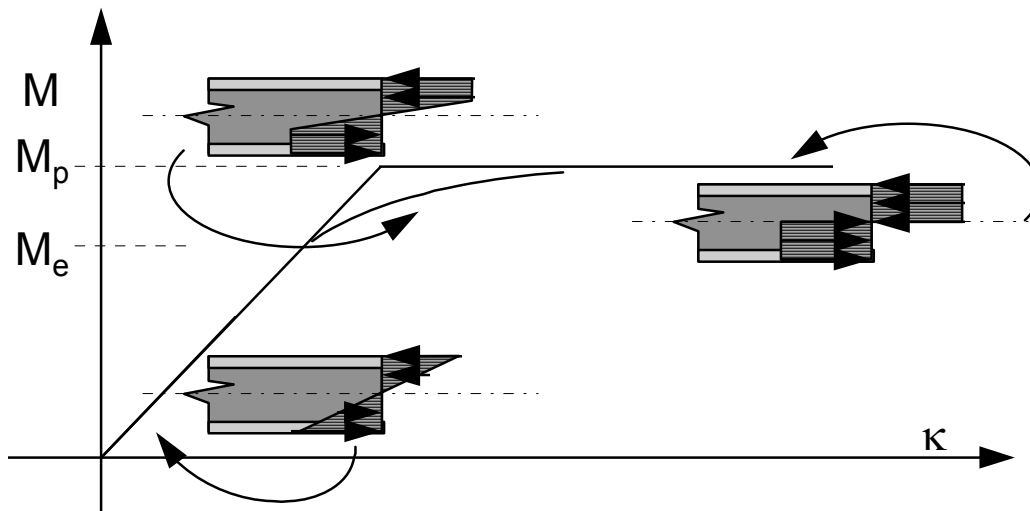


Fig. 10

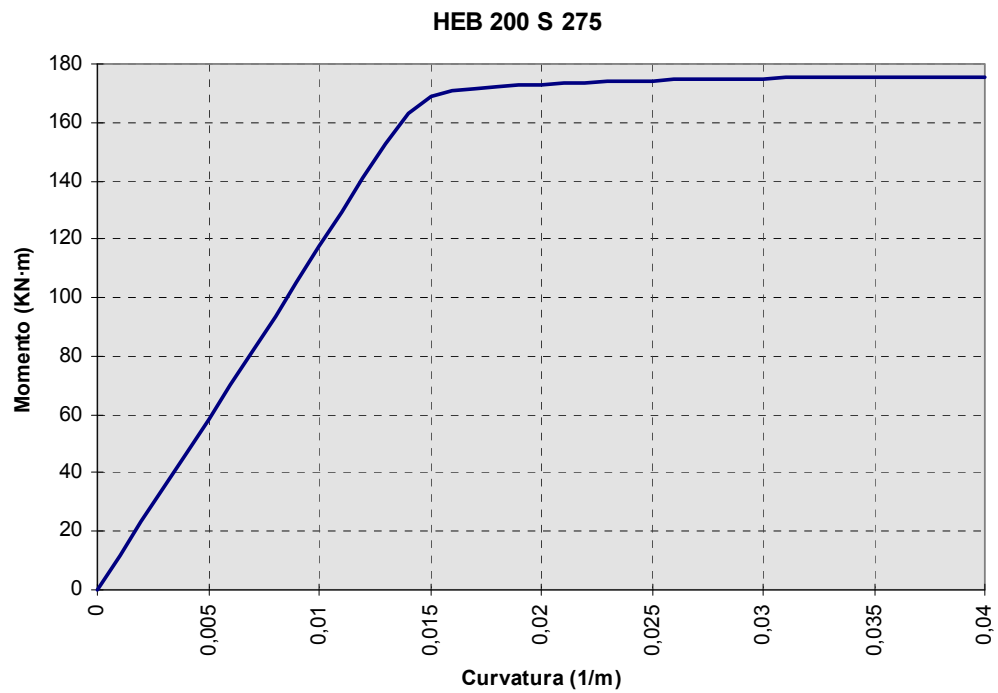
sobradamente el que las interiores (que, al fin y al cabo tienen menor brazo de palanca) no lleguen al plastificar para los niveles mas bajos de curvatura.

En la EA-95 este aspecto quedaría cubierto por la mayoración de las cargas a que tal norma obliga utilizando el factor de forma  $\Psi$ , simple cociente entre la capacidad de la sección en régimen elástico y plástico, cuyo valor está en torno a 1,12 para el eje principal de los perfiles en H.

En el Eurocódigo (EC.3) no se contempla este aspecto.

Obtener la relación momento curvatura de una sección a partir de la relación tensión deformación del material es fácil, pudiendo realizarse mediante cualquier aplicación informática.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 12**

La figura 12 muestra la relación obtenida para la sección correspondiente a un perfil HEB200 en acero S275 con ayuda de una hoja de cálculo.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **RELACIONES DE COMPORTAMIENTO DE LAS BARRAS**

1. INTRODUCCIÓN
2. BARRAS SOMETIDAS A ESFUERZOS AXILES DE COMPRESIÓN
  - 2.1. UN PROBLEMA SIMPLE
  - 2.2. PLANTEAMIENTO DE EULER
  - 2.3. PLANTEAMIENTO EXPERIMENTAL
  - 2.4. OTRO PUNTO DE VISTA
  - 2.5. UNA COMPARACIÓN
  - 2.6. FÓRMULAS DE PANDEO
3. BARRAS FLECTADAS
  - 3.1. INTRODUCCIÓN
  - 3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA
  - 3.3. HERRAMIENTAS ANALÍTICAS
    - 3.3.1. MÉTODOS DE BIFURCACIÓN
    - 3.3.2. MÉTODOS DE IMPERFECCIONES

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

3.4. HERRAMIENTAS EXPERIMENTALES

3.5. APROXIMACIONES NORMATIVAS

3.5.1. E.A.95

3.5.2. EUROCÓDIGO

4. BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## 1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento de las barras es uno de los temas clásicos de las estructuras metálicas, al incluir aspectos como el pandeo o el vuelco.

En lo que sigue se tratará de realizar una exposición tan escueta como sea posible en el entendimiento de que existen magníficos textos dedicados específicamente a estos temas.

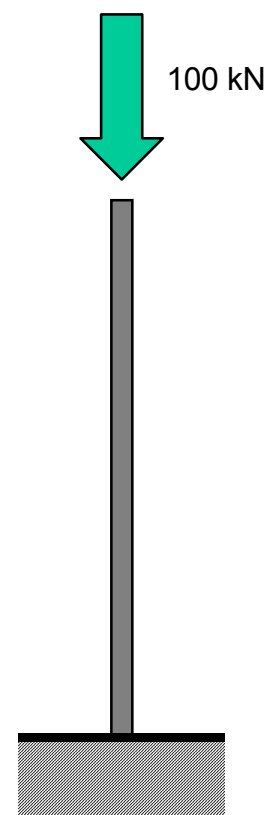
## 2. BARRAS SOMETIDAS A ESFUERZOS AXIALES DE COMPRESIÓN

### 2.1. UN PROBLEMA SIMPLE

Comencemos con el ejemplo más elemental: una simple barra empotrada en un extremo y libre en el opuesto como la mostrada en la figura 1.

Para trabajar sobre alguna base concreta supondremos en lo que sigue que la barra es un tubo de acero ( $E=200000$  N/mm<sup>2</sup>) de calidad S 275 (Límite elástico 275 N/mm<sup>2</sup>) de sección 125.5. (diámetro exterior 125 mm, espesor 5 mm).

Queremos saber si puede soportar una carga de 100 kN.



### 2.2. PLANTEAMIENTO DE EULER.

Ya en tiempos de Galileo (como se refleja en “*Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuoue Scienze*”, publicada en 1638), se



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

sabía que, al contrario de lo que ocurría si en vez de comprimir se traccionaba la barra, la resistencia dependía no sólo del material y de la sección sino también de su longitud.

Fue Euler quien primero estableció (*“Methodus inveniendi líneas curvas...”*, 1744) una expresión de la carga crítica:

$$N_{cr} = \left( \frac{\pi}{l_b} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

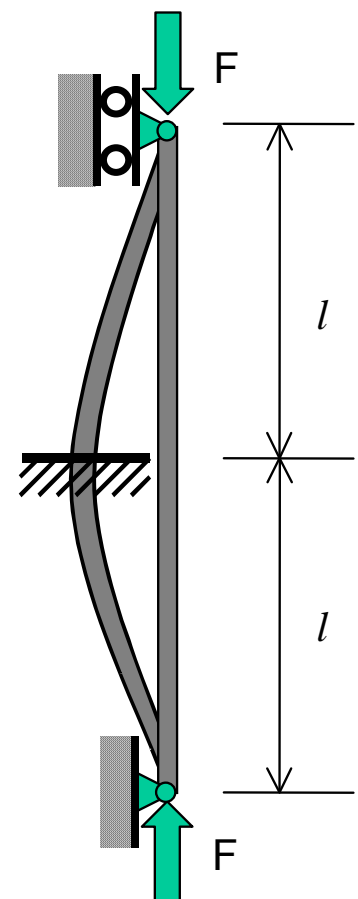
En la fórmula expuesta la longitud  $l_b$  es el doble de la de la barra. En realidad, el problema resuelto por Euler es el de la viga biapoyada de la figura 2, pero es claro que, por simple simetría, el comportamiento de nuestra barra es el mismo que tendría la barra biapoyada de longitud doble. En este caso, por tanto  $l_b = 2 \cdot l$

La fórmula anterior se suele manipular al objeto de reducir la dependencia a un único parámetro. En concreto, se trabaja en tensiones. Dividiendo ambos

$$\sigma_E = \frac{N_{cr}}{A} = \left( \frac{\pi}{l_b} \right)^2 \cdot E \cdot \frac{I}{A}$$

miembros por el área de la sección:

Y, haciendo:



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

siendo “i” un parámetro designado como “radio de giro de la sección”, y :

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

Parámetro designado como “*esbeltez de la barra*”. Sustituyendo en la fórmula

$$\sigma_E = \left(\frac{\pi}{l_b}\right)^2 \cdot E \cdot \frac{I}{A} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{i^2}{l_b^2}$$

$$\sigma_E = \pi^2 \cdot \frac{E}{\lambda^2}$$

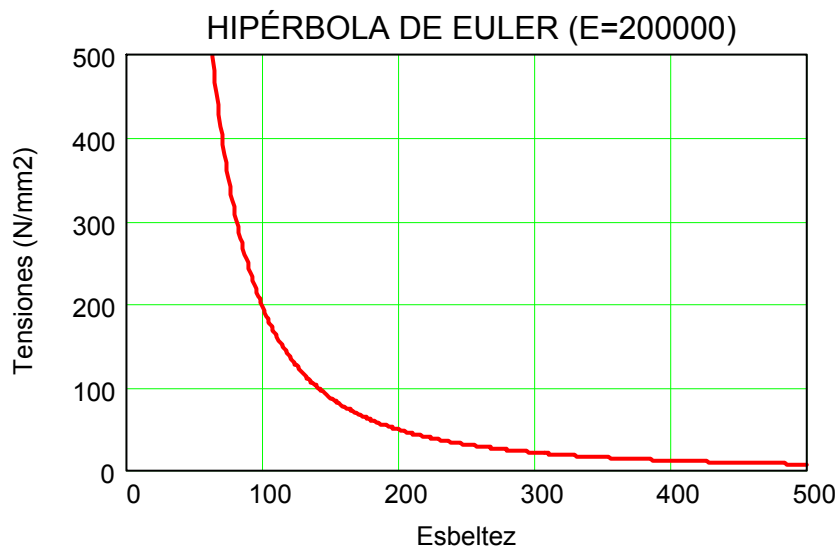
primera:

El uso de la fórmula de Euler en esta última expresión es muy cómodo, permitiendo incluso una representación gráfica simple (la conocida “*hipérbola de Euler*”) mostrada en la figura 3. Nótese:

1. La misma curva sirve para cualquier material. Tan sólo es necesario cambiar la escala al eje de ordenadas (escala que viene dada por el módulo elástico del material). El eje dibujado corresponde a un valor  $E=200000 \text{ N/mm}^2$ , que es el de cualquier acero de construcción.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

2. Al objeto de darle algún sentido intuitivo a la anterior gráfica se puede pensar que la relación entre la esbeltez definida en el anterior apartado y la esbeltez geométrica (simple relación entre la longitud y el canto) de una barra de sección cuadrada es  $\sqrt{12} \approx 3.5$ , esto es, una barra (de sección cuadrada) de un

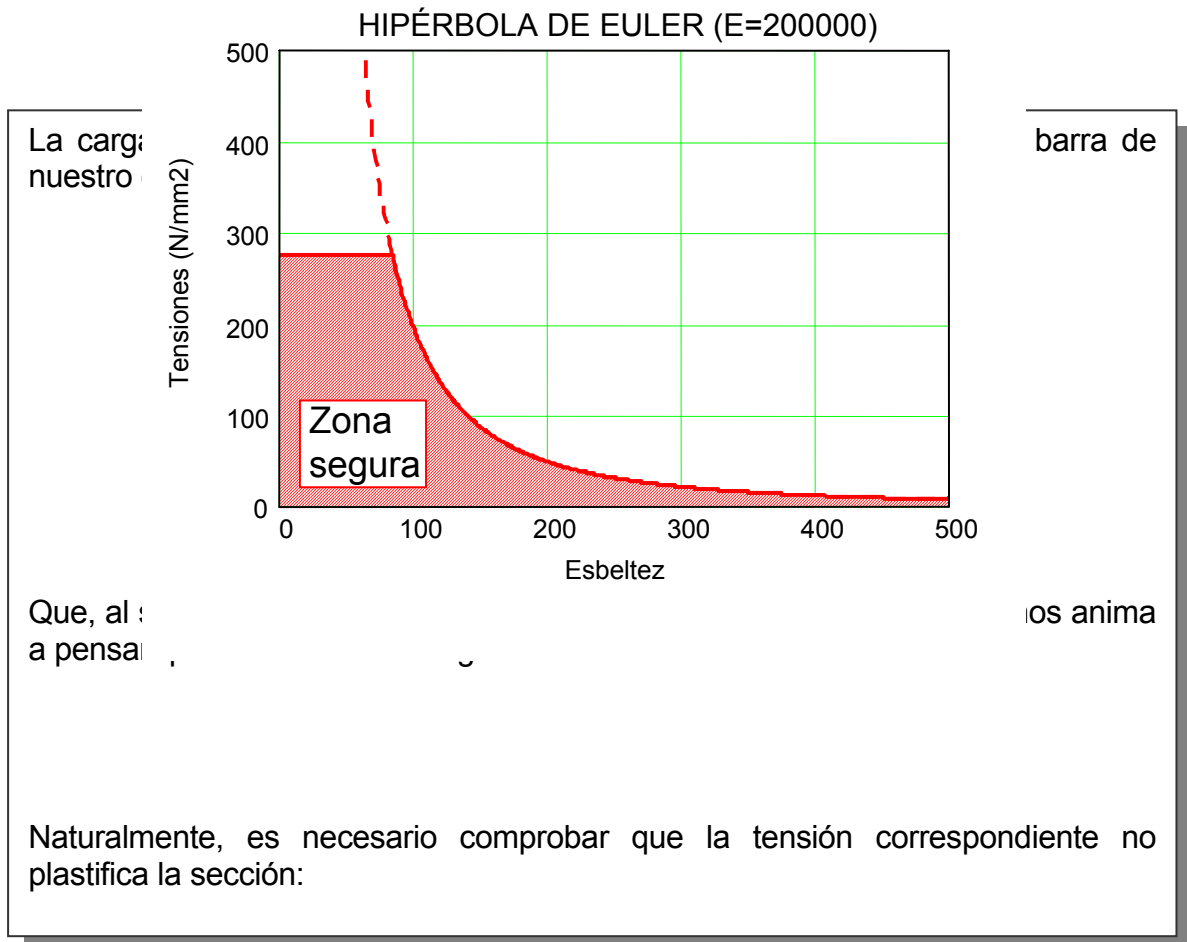


centímetro de canto y un metro de longitud tendría una esbeltez de 350 (y, si es de acero, pandearía para una tensión de tan sólo  $16\text{N/mm}^2$ , esto es, una carga de 1600N).

3. Debe observarse que en la fórmula de Euler no interviene el límite elástico. Ello significa que cualquier tipo de acero pandeas para la misma carga. Evidentemente, esto contradice la experiencia más elemental.
4. Con independencia de lo anterior, podemos pensar en la gráfica de la figura 3 como en una condición de seguridad: los puntos bajo la curva serían “seguros” mientras que los situados por encima representarían situaciones que no se podrían alcanzar debido al pandeo de la pieza. Pensando en la gráfica como frontera deberíamos, al menos, añadir la condición de plastificación del material

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

(trazar una simple línea horizontal en la ordenada correspondiente al límite



elástico). Tendremos entonces la curva "frontera" de la figura 4.

5. En realidad la zona acotada como "segura" en la anterior figura no lo es más que para las piezas que cumplen las condiciones de Euler: barras perfectamente rectas, de material indefinidamente elástico, cargas aplicadas en el eje,...Si la nuestra es una barra normal lo anterior sólo nos permite establecer una cota superior. Lógicamente, nuestra barra pandeará para una carga mas pequeña. El problema es ¿Cuánto mas pequeña?

### 2.3. PLANTEAMIENTO EXPERIMENTAL.

Como hemos señalado en el apartado anterior, no es seguro adoptar la carga de Euler como capacidad de la barra.

Una posible alternativa es la adopción de resultados experimentales, recogidos en la normativa correspondiente. En concreto, la vigente EA.95 señala que la capacidad de la barra a pandeo viene dada por la expresión:

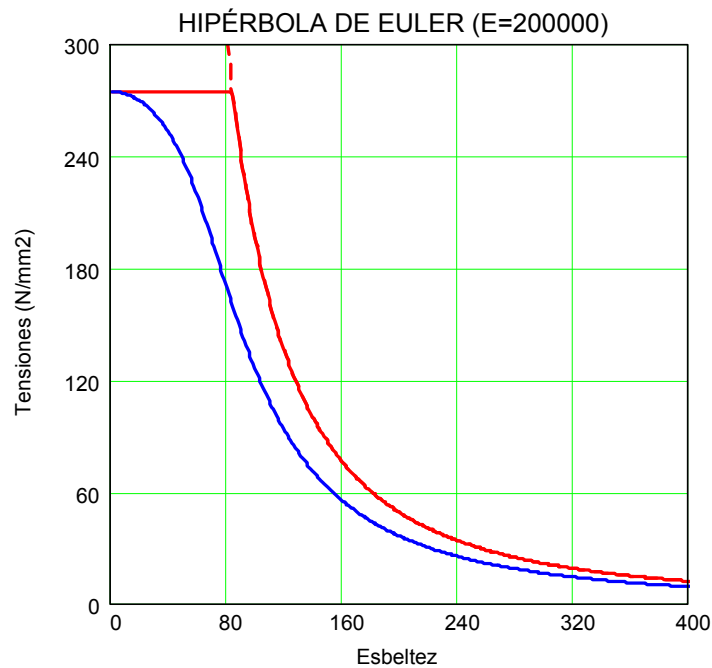
$$N_{cr} = \frac{A \cdot f_y}{\omega}$$

Siendo el parámetro “ $\omega$ ” el resultado de una fórmula de ajuste de datos experimentales que se expresa mediante las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}\omega &= \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \\ \Phi &= \frac{1 + \delta + \bar{\lambda}^2}{2} \\ \delta &= 0.3 \cdot \bar{\lambda}^2 \\ \bar{\lambda} &= \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}}\end{aligned}$$

Definiendo, como en el caso de Euler, la “tensión crítica real” como el resultado de dividir por el área de la sección el axil crítico, se pueden comparar inmediatamente los valores teóricos y experimentales de las tensiones de pandeo.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



La gráfica de la figura 5 establece tal comparación.

Es inmediato constatar:

1. Las tensiones que en realidad “agotan” (inmediatamente explicaremos el significado de este término) la barra son siempre inferiores a las que resultan de aplicar la fórmula de Euler.
2. La diferencia entre ambas tensiones no es uniforme. Alcanza el mayor valor en el rango de esbelteces limitadas, entre 70 y 90 (llegando a diferencias del orden del 70%) y disminuye progresivamente (hasta caer a diferencias del orden del 30% para esbelteces superiores a 300).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

3. Obsérvese la aparición de un nuevo parámetro que utiliza la misma notación  $\bar{\lambda}$  (en este caso con un guión por encima). También se le llama esbeltez y se le apellida “*reducida*” para distinguirla de sus homónimas “esbeltez geométrica” y

En el caso de nuestra barra se tendría:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1880 \text{ mm}^2 \cdot 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{186.4 \cdot 10^3 \text{ N}}} = 1.67$$

$$\delta = 0.3 \cdot \bar{\lambda}^2 = 0.3 \cdot 1.67^2 = 0.83$$

$$\Phi = \frac{1 + \delta + \bar{\lambda}^2}{2} = \frac{1 + 0.83 + 1.67^2}{2} = 2.30$$

$$\omega = \Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} = 2.3 + \sqrt{2.3^2 - 1.67^2} = 3.89$$

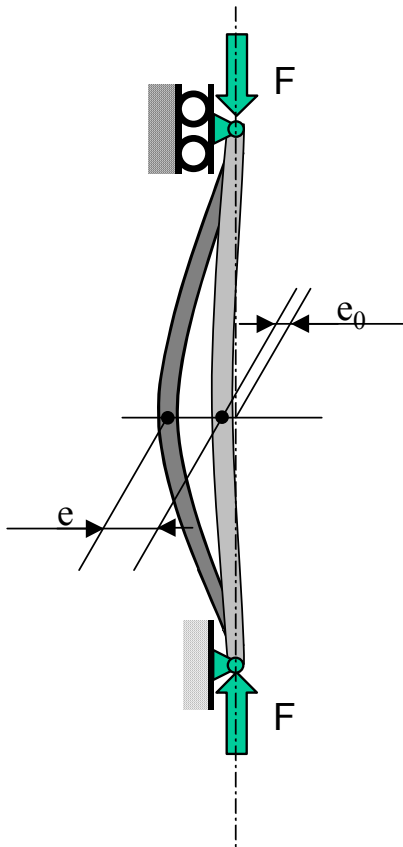
$$N_R = \frac{N_{pl}}{\omega} = \frac{1880 \text{ mm}^2 \cdot 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{3.89} = 132.8 \text{ kN}$$

Es decir, la barra soportaría los 100 kN sin problemas. Nótese, sin embargo, cómo los 186.4 kN obtenidos en el cálculo anterior se han reducido a sólo 132.8 kN

“esbeltez”.

Un aspecto que merece cierta atención es la diferencia conceptual, ya advertida, entre el axil crítico, resultado de la expresión de Euler, y el de agotamiento, resultado puramente experimental obtenido del ensayo en laboratorio de multitud de barras, barras reales y, por tanto, imperfectas en el sentido de que su eje no es recto, la carga actúa con cierta excentricidad y cada sección conserva una

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



distribución de tensiones (evidentemente de resultante nula) producto de los procesos de laminación.

Supongamos que actuando sobre la propia barra y sobre la prensa de ensayo se consigue minimizar el efecto de la excentricidad de la aplicación de la carga y de las tensiones residuales, así como medir la imperfección inicial " $e_0$ " de la barra (figura 6).

Si se dibujasen en una misma gráfica los resultados obtenidos al ensayar barras idénticas pero con imperfecciones iniciales decrecientes, el resultado sería semejante al indicado en la gráfica de la figura 7: conforme se redujera la excentricidad inicial, la curva fuerza-

desplazamiento normal se haría más angulosa y la carga máxima alcanzada en el ensayo se aproximaría más a la de Euler. En el límite, cuando la barra fuera prácticamente perfecta, la traza del ensayo se parecería a los dos trazos rectos que definen la situación teórica contemplada por Euler.



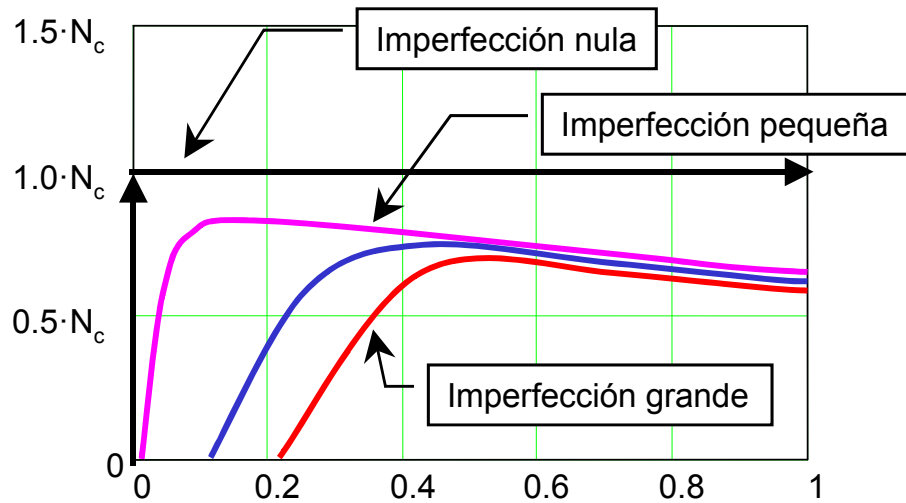
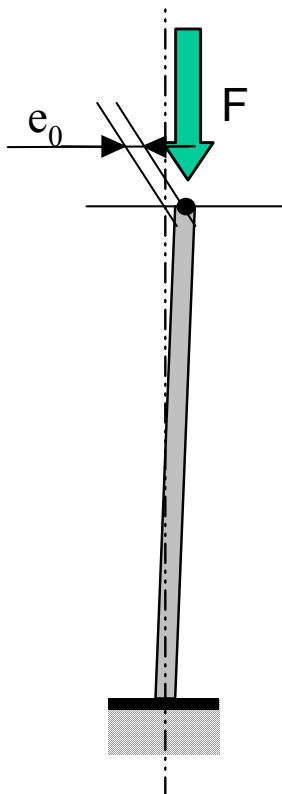


Fig. 7

## OTRO PUNTO DE VISTA



Con la ayuda de un programa elemental de cálculo matricial de barras es posible simular cualquiera de los ensayos a los que se hacía referencia en el apartado anterior. En realidad, la estructura a calcular es tan simple como la indicada en la figura 8, pero el hecho de que la directriz no coincida con el eje de las cargas y el que en las siguientes iteraciones, como se verá mas adelante, no sea recta, complica el cálculo haciéndolo poco práctico si no es con la ayuda de un programa.

Supongamos una imperfección inicial cualquiera, por ejemplo, y adoptando la imperfección básica del Eurocódigo de estructuras metálicas, //200. Según la

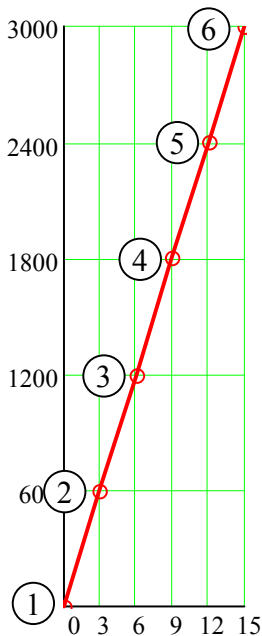
# ESTRUCTURAS METÁLICAS

misma normativa dicha imperfección se distribuye linealmente a lo largo del eje (el pilar se considera inclinado).

En el caso concreto de nuestro problema la imperfección alcanzaría un valor:

$$e_0 = \frac{l}{200} = \frac{3000 \text{ mm}}{200} = 15 \text{ mm}$$

La discretización de la barra sería la de la figura 9 (se ha dividido en cinco elementos) y las coordenadas de los nudos (en mm) serían las de la tabla adjunta:



Nudo	Coordenada	
	X	Y
1	0	0
2	3	600
3	6	1200

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Al actuar la carga vertical sobre una barra inclinada aparecen en todas las secciones los momentos flectores correspondientes al simple producto de la carga por la distancia al eje, según muestra la figura 9.

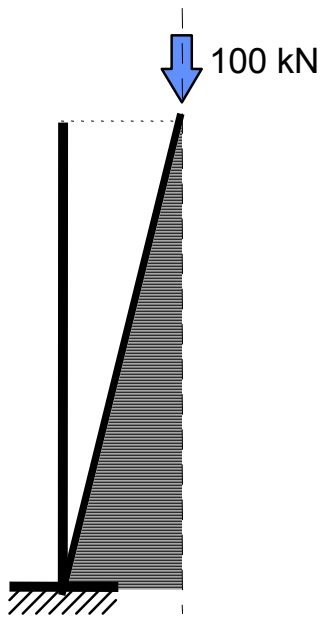
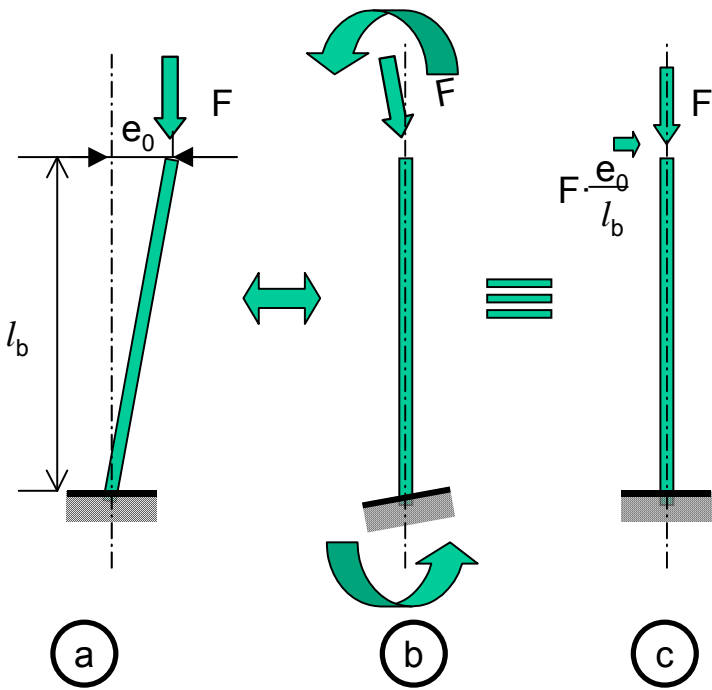


Fig. 9

Debe comprenderse que este cálculo no encierra singularidad alguna, limitándose a reconocer la imposibilidad de que las piezas reales sean perfectas (de que nuestro pilar esté perfectamente aplomado). De hecho, es posible sustituir la imperfección geométrica por una carga horizontal equivalente sin más que girar la barra hasta situarla en posición vertical (figura 10b). Evidentemente, la que entonces quedará inclinada es la carga  $F$ , que presentará ahora una componente horizontal según indica la figura 10c. (de hecho, también se modifica la componente vertical, pero en forma despreciable en el caso de pequeños desplazamientos).

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



Los desplazamientos obtenidos, en nuestro ejemplo, al utilizar un programa cualquiera son:

NUDO	U(X)	U(Y)	R(Z)
------	------	------	------

Como comprobación, si como indica la figura 10, suponemos una carga equivalente de 5 kN (resultado de dividir por 200 los 100 kN que actúan en dirección del eje) y calculamos la flecha en el extremo mediante la conocida fórmula:

$$\delta = \frac{P \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

obtendremos:

$$\delta = \frac{500 \cdot 3000^3}{3 \cdot 200000 \cdot 210 \cdot 10^4} = 6.618 \text{ mm}$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En resumen, por la simple inclinación de la barra aparecen desplazamientos horizontales en cada nudo. Parece lógico suponer que al actuar las 10 t sobre una barra deformada, se produce una nueva ley de momentos proporcional a la deformada. Estos momentos producen nuevos desplazamientos para cuya evaluación se repite el cálculo con el ordenador. La entrada de datos será la misma pero las coordenadas de los nudos serán ahora las correspondientes a los desplazamientos obtenidos en la pasada anterior.

Las nuevas coordenadas horizontales de los nudos serán:

<b>NUDO</b>	<b>Coordenada X</b>
-------------	---------------------

1	0.0000
---	--------

2	0.3698
---	--------

3	1.3750
---	--------

4	2.8565
---	--------

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

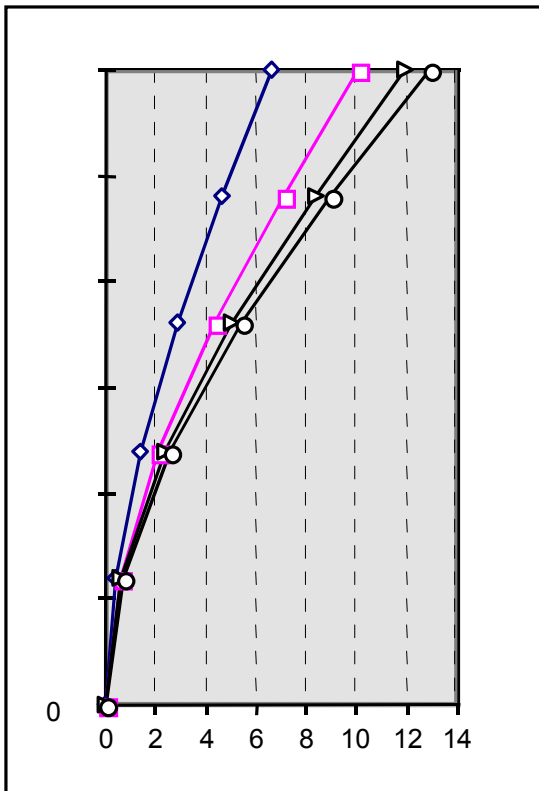
Los desplazamientos en cabeza obtenidos en las sucesivas iteraciones son:

Iteración	Despla.
1	6.6137
2	3.4710

De nuevo se introducen los desplazamientos como deformada para la siguiente iteración. Al efectuar sucesivas iteraciones se comprueba cómo cada nuevo desplazamiento es menor que el anterior, de tal forma que, al cabo de 4 ó 5 iteraciones los desplazamientos son ya despre-

ciables.

El desplazamiento total será la suma de todos ellos y su evolución es la que muestra el gráfico adjunto (figura 11).



La capacidad de la barra será, simplemente, la de la sección mas solicitada, la cual corresponde al empotramiento. En régimen elástico el criterio de comprobación será:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e_0}{W} + \frac{N \cdot e}{W} \leq f_y$$

Esto es, las tensiones en la sección, resultado de la actuación simultánea del axil y el flector producto del axil por la distancia al eje de la pieza del de aplicación de la fuerza, han de

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

ser inferiores al límite elástico del material

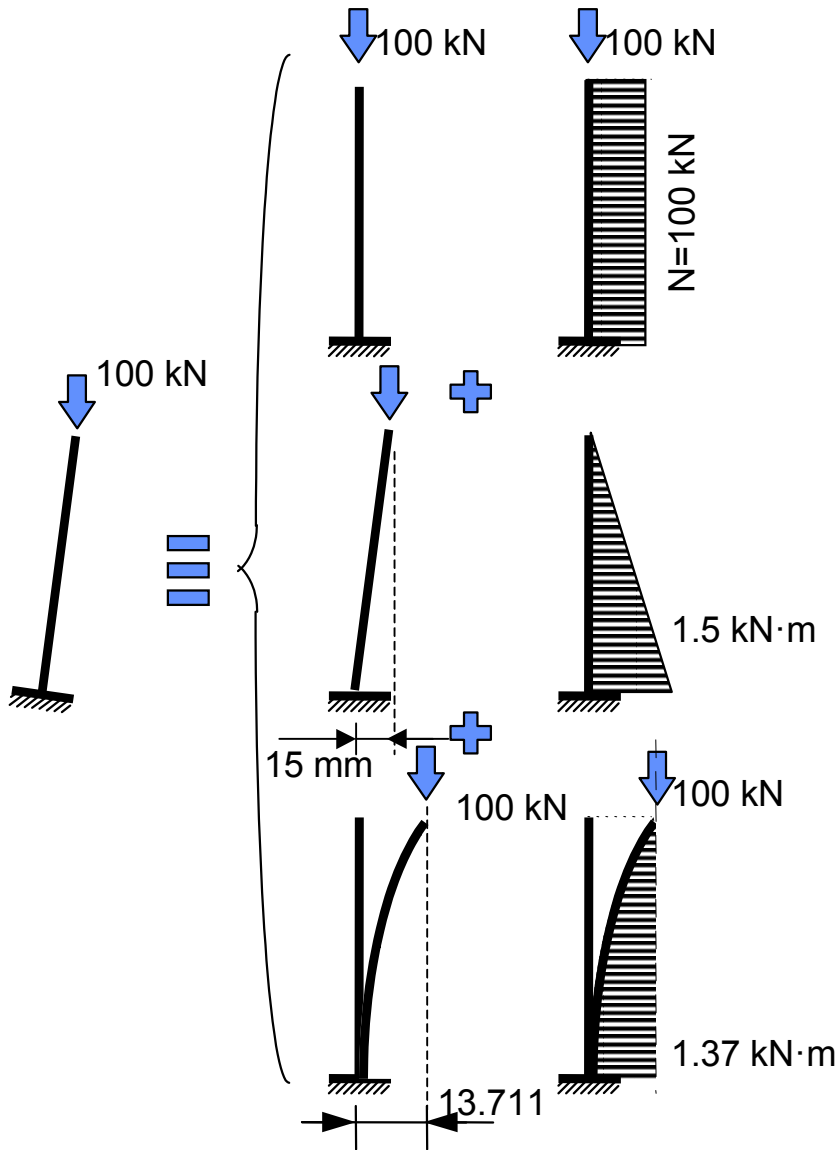
En el caso de nuestro ejemplo:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e_0}{W} + \frac{N \cdot e}{W} = \\ &= \frac{100000}{1880} + \frac{100000 \cdot 15}{54.4 \cdot 10^3} + \frac{100000 \cdot 13.71}{54.4 \cdot 10^3} = \\ &= 53.20 + 27.57 + 25.20 = 105.97 \text{ kN/mm}^2\end{aligned}$$

Esto es, la situación sería segura.

El dibujo de la figura 12 ilustra los términos del sumatorio de tensiones

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



Obsérvese:

- 1 El criterio de comprobación se refiere a las secciones y no a la barra como en los casos anteriores. Dicho de otra forma, se comparan tensiones normales y no esfuerzos axiales



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- 2 Aunque mucho más laborioso que los anteriores el método resulta también mas intuitivo, toda vez que reproduce con mayor fidelidad la experiencia cotidiana.
- 3 El método iterativo presentado es solamente uno de los muchos posibles, alguno de los cuales se detallarán en posteriores capítulos.
- 4 Todos estos métodos tienen por objeto el establecer las condiciones de equilibrio sobre la configuración final de la estructura, una vez deformada por el efecto de las propias cargas (con la consiguiente modificación de la posición y dirección de dichas cargas).
- 5 A estos métodos se les suele denominar "*de segundo orden*"

### **2.5. UNA COMPARACIÓN**

Evidentemente, cuando se trata de comprobar una barra simple el método " $\omega$ " o cualquier otro planteamiento de base experimental tiene, al menos aparentemente, todas las ventajas: es sencillo, tiene la garantía que dan los años de uso sin problemas, el respaldo de una amplísima base experimental,...

Frente a ello, el análisis presentado en el anterior apartado no presenta ventajas prácticas y sí algunos inconvenientes. El mas importante, sin duda, es la necesidad de tarar el método. La idea es simple: como el único parámetro sobre el que se puede actuar es el valor de la imperfección inicial, es necesario probar que los valores adoptados conducen a resultados con un nivel de seguridad semejante al de los métodos tradicionales. En realidad, tampoco es claro que ello constituya una desventaja.

En efecto, como los métodos de tipo " $\omega$ " y similares sólo proporcionan información sobre la capacidad última de la barra a axil, sin informar acerca de otro tipo de

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

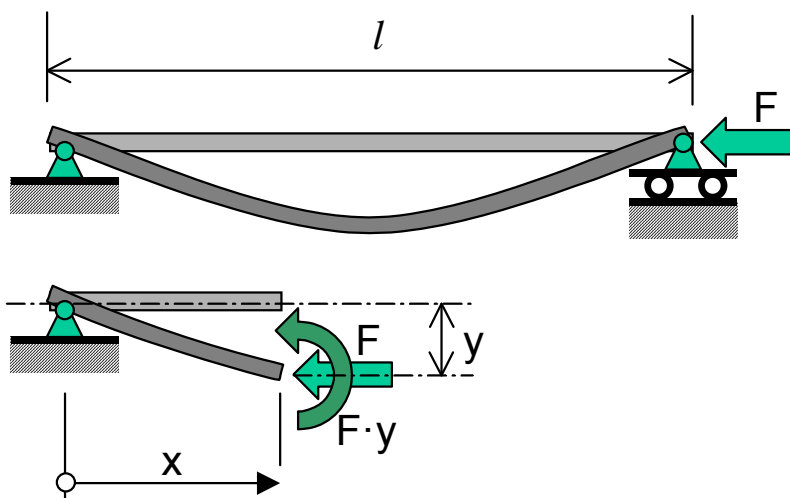
esfuerzos, no permite el dimensionamiento de las uniones o de los elementos en los extremos. Así, al calcular la placa de anclaje o la zapata en las que apoya la barra de nuestro ejemplo es necesario considerar un momento flector que el método tradicional no puede en modo alguno precisar. Se llega así a la paradoja de tener que utilizar “imperfecciones” para el cálculo de las uniones o de las cimentaciones incluso cuando las barras se proyecten con métodos del tipo “ $\omega$ ”.

Algunos otros “inconvenientes”, como la mayor complicación numérica, no suponen hoy en día problema alguno: se trata únicamente de tiempo de ordenador y ello se mide ya en magnitudes despreciables frente a otras fases del proyecto.

Las ventajas de los métodos de segundo orden no se hacen patentes hasta que nos enfrentamos a estructuras mas complejas que la simple barra

### 2.6.FÓRMULAS DE PANDEO

Pensemos en una barra simplemente apoyada y sometida a un axil (figura 13).



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Por equilibrio:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W}$$

Conforme al planteamiento de amplificación podemos escribir:  $e = \frac{N_E}{N_E - N} \cdot e_0$

Por otra parte, en el agotamiento en régimen elástico la tensión en la fibra más cargada alcanzará el límite elástico.

Es, por tanto, posible escribir:

$$f_y = \frac{N}{A} + \frac{N_E}{N_E - N} \cdot e_0 \cdot \frac{N}{W}$$

Multiplicando los dos miembros por el área y operando:

$$(N_p - N) \cdot (N_E - N) = N_E \cdot e_0 \cdot \frac{N}{W} \cdot A$$

Llamando  $\delta = \frac{e_0 \cdot A}{W}$  (parámetro de imperfección) y  $\chi = \frac{N}{N_p}$  (axil adimensional) se

tendrá:

$$(1 - \chi) \cdot \left( \frac{1}{\bar{\lambda}^2} - \chi \right) = \frac{\chi}{\bar{\lambda}^2} \cdot \delta$$

Operando

$$\bar{\lambda}^2 \cdot \chi^2 - (1 + \delta + \bar{\lambda}^2) \cdot \chi + 1 = 0$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Llamando  $\phi = 0.5 \cdot (1 + \delta + \bar{\lambda}^2)$

Queda una ecuación en 2º grado para  $\chi$  de la que se despeja:

$$\chi = \frac{\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2}$$

(la otra solución es mayor que la unidad y no tiene sentido)

Operando se puede simplificar:

$$\chi = \frac{(\phi - \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \cdot (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}{\bar{\lambda}^2 \cdot (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Actuando sobre el parámetro de imperfección es posible ajustar con precisión los resultados experimentales. Aunque, naturalmente, se podrían utilizar muchos otros métodos de ajuste, el expuesto tiene la ventaja de plantear un soporte intuitivo.

Este tipo de formulaciones surgen ya a finales del siglo XIX (Perry y Ayrton, 1880) y primeros años del XX (Robertson, 1920). De hecho, en algunas ocasiones se las designa con dichos nombres (fórmulas de Perry- Robertson).

### **3. BARRAS FLECTADAS**

#### **3.1. INTRODUCCIÓN**

El pandeo lateral es uno de los estados límites últimos más restrictivos en la flexión de vigas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Es por ello que centraremos el tema de barras flectadas en este aspecto.

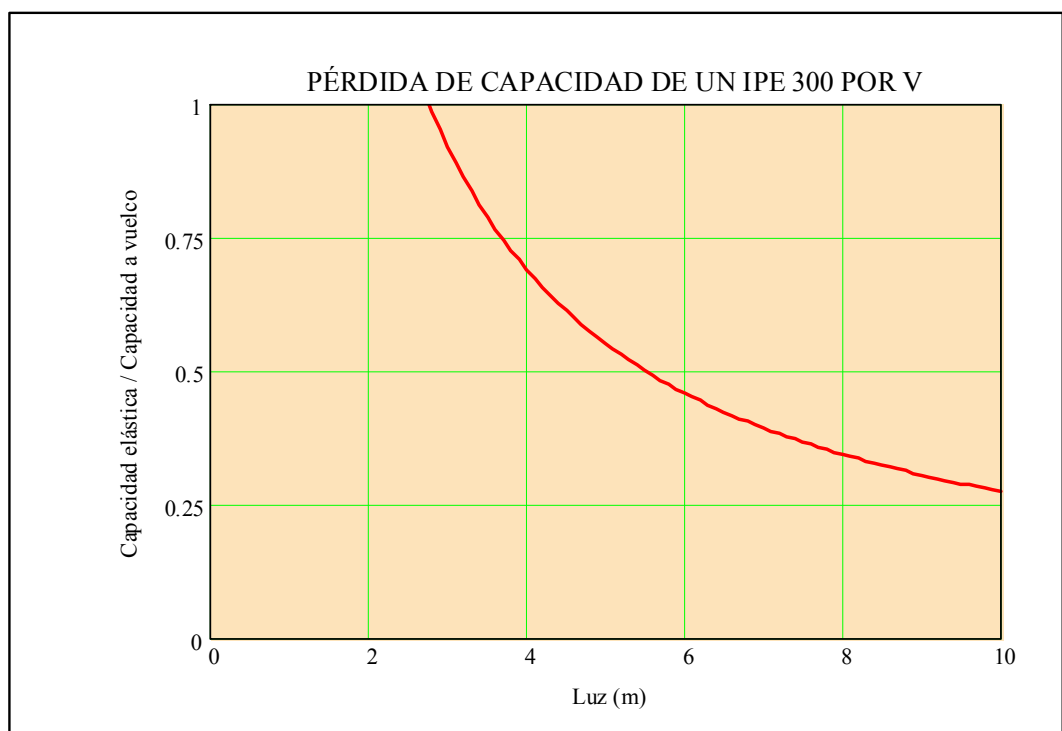
Para demostrarlo basta con calcular la carga que produce el vuelco de, por ejemplo, un IPN 300 de 5 metros de luz (valor típico en edificación). El valor de tal carga es, como se verá mas adelante:

$$q=22,5 \text{ kN/m}$$

Si se arriostrase el perfil de forma que no pudiese volcar la carga de agotamiento sería:

$$q=52,3 \text{ kN/m}$$

La carga que agota a vuelco el perfil es tan sólo el 43% de la que agota la sección en régimen elástico.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La figura 14 muestra la pérdida de capacidad que el vuelco representa para un IPE300 en función de la luz: Se comprueba que, para 10 m de luz el fallo por vuelco se produce para un valor de la carga cuatro veces inferior al de la que produce el fallo por flexión.

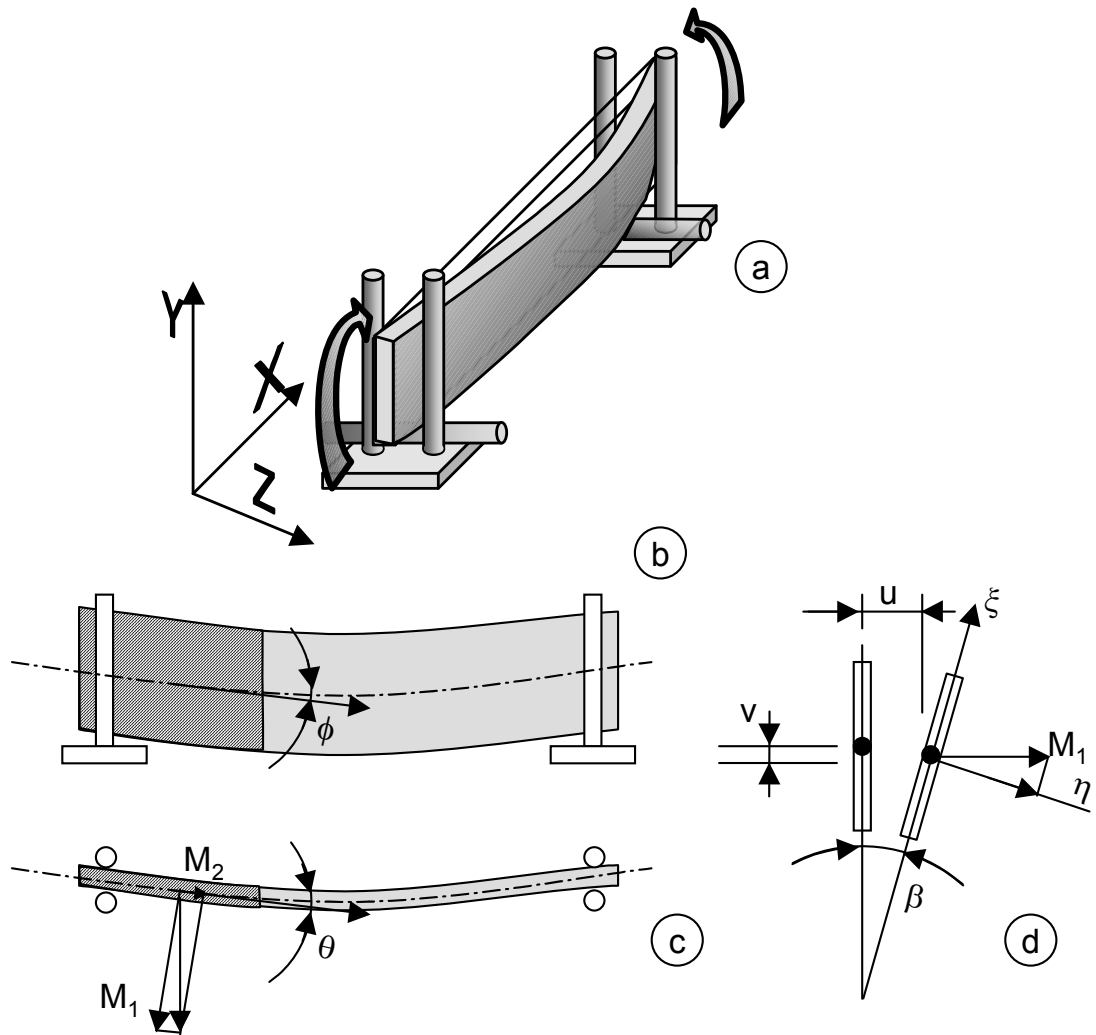
Hasta tal punto es condicionante el problema de vuelco que en la práctica se obvia arriostrando las barras flectadas. El problema surge cuando, por ejemplo, en situaciones provisionales de montaje, las cargas ya actúan pero aún no se ha provisto el adecuado arriostramiento.

### **3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

Imagínese una situación como la que refleja la figura 15.a.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Una viga sometida a un momento flector constante, apoyada en sus extremos en horquillas que impiden la torsión de la sección sin impedir su alabeo y con inercia



mucho mayor en el plano solicitado que en el perpendicular.

Cualquier imperfección que sitúe la zona comprimida de la sección fuera del plano de la sollicitación tiende, tal y como ocurría en el caso de pandeo de EULER, a incrementar su valor con la sollicitación. Por el lado contrario, cualquier imperfección inicial de la zona traccionada tiende a desaparecer.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

La sección recta que, en la configuración inicial se situaba en plano ZY, se situará, una vez deformada la pieza, en el  $\xi, \eta$ , siendo perpendicular al eje  $\rho$  (inicialmente lo era al x).

Al proyectar el momento flector en los ejes que acompañan el desplazamiento de la sección se tendrá:

En la hipótesis de pequeños desplazamientos:

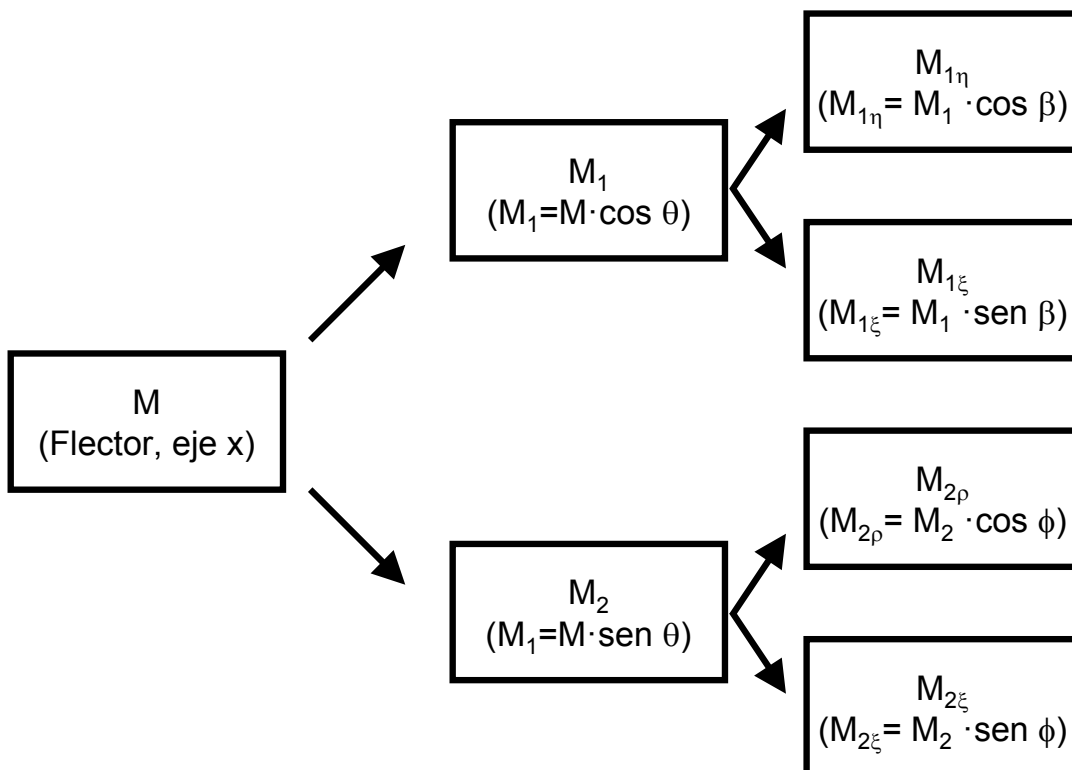
$$\cos \theta = \cos \beta = \cos \varphi \approx 1$$

[1]

$$\text{sen } \theta \approx \frac{du}{dx} ; \text{ sen } \varphi \approx \frac{dv}{dx} ; \text{ sen } \beta \approx \beta$$

Con lo que sobre la sección desplazada actúan tres esfuerzos:

- Momento flector en el plano de mayor inercia:  $M_\eta = M$





- Momento flector en el plano de menor inercia:  $M_{\xi} = M_{\beta}$
- Momento torsor:  $M_T = M \frac{du}{dx}$

De la observación de las figuras 15 c y 15. d se deduce que tanto el momento torsor como el flector en el plano de menor inercia tienden a desplazar la sección fuera del plano inicial. Si la sección no tiene la rigidez adecuada ( $GI_T$  y  $EI_{yy}$  respectivamente) frente a ambos esfuerzos los desplazamientos se incrementarán hasta el colapso.

La figura 16 resume la descomposición de esfuerzos

### **3.3. HERRAMIENTAS ANALÍTICAS**

La simple descripción del problema, realizada en el apartado anterior, ha permitido identificar los parámetros de la sección que influyen en la resistencia al vuelco.

Conocer la forma precisa en que tales parámetros determinan dicha resistencia es sencillo.

#### **3.3.1. METODOS DE BIFURCACIÓN**

##### **X.5.1 Planteamiento Básico**

En lo que sigue se describe una de las más simples aproximaciones. Partiendo de las relaciones deducidas en el apartado anterior y aplicando las relaciones de comportamiento típicas de la flexión y torsión:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$M_{\xi} = M \cdot \beta = -K_{\rho\eta} \cdot E \cdot I_{yy} = -K_{xy} \cdot \cos \beta \cdot \cos \theta \cdot E \cdot I_{yy} \cong -K_{xy} \cdot E \cdot I_{yy}$$

$$\beta = \frac{1}{G \cdot I_T} \int_0^x M_T \cdot dx = \frac{M}{G \cdot I_T} \int_0^x \frac{du}{dx} \cdot dx = \frac{M}{G \cdot I_T} \cdot u \quad [2]$$

Al considerar la relación entre desplazamientos y deformaciones:

La solución de la ecuación [3] puede encontrarse en cualquier prontuario de

$$\left. \begin{array}{l} M_{\xi} = -\frac{d^2 v}{dx^2} E I_{yy} \\ \beta = \frac{M}{G I_T} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2 \beta}{dx^2} + \frac{M^2}{G I_T E I_{yy}} \cdot \beta = 0 \end{array} \right. \quad [3]$$

ecuaciones diferenciales y tiene la forma:

$$\beta \equiv A \cos -x + B \operatorname{sen} -x \quad [4]$$

Al imponer condiciones de contorno:

$$x=0 \Rightarrow \beta = 0 \Rightarrow A=0$$

$$x=l \Rightarrow \beta = 0 \Rightarrow B \cdot \operatorname{sen} \left( \frac{M}{\sqrt{G I_T E I_{yy}}} \cdot l \right) = 0 \quad [5]$$

La ecuación [5] representa el típico problema de autovalores, con solución (aparte de la trivial  $B = 0$ ) para

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

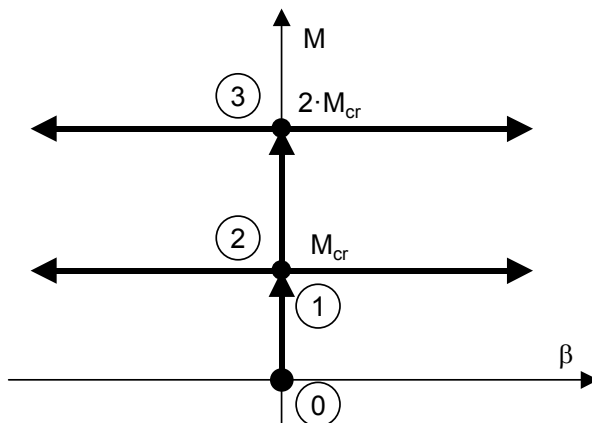
$$\frac{M}{\sqrt{G I_T E I_{YY}}} \cdot l = n \cdot \pi; \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad [6]$$

Esto es, existen ciertos valores del Momento, designados “críticos”:

$$M_{cr} = \frac{n \cdot \pi}{l} \cdot \sqrt{G I_T E I_{YY}} \quad [7]$$

para los que, al igual que ocurría en el caso de pandeo de EULER con los axiles críticos, se produce una bifurcación del equilibrio:

Partiendo de una configuración inicial ideal, y de un momento aplicado de valor nulo (punto 0 de la Fig. 16.) éste se incrementa sin que exista desplazamiento lateral alguno (situación ① de la figura) hasta alcanzar el punto de bifurcación (2 en la figura) en el que, justo cuando el momento es el crítico, cualquier desplazamiento es solución.



Si se sigue incrementando el momento (hipótesis meramente académica), se encontrarían sucesivos puntos de bifurcación.

**Generalizaciones.**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **Alabeo.**

Como se habrá observado, en el modelo descrito se ha tenido especial cuidado en la representación de las condiciones contorno (horquillas) y de la propia sección (con una forma tal que la inercia al alabeo es prácticamente despreciable).

En secciones comerciales la anterior hipótesis no es adecuada y la consideración en la rigidez a torsión de la pieza del término debido a la torsión no uniforme puede ser ventajosa al incrementar el valor del momento crítico. Dicha inclusión (que no se desarrolla aquí) conduce a una expresión del momento crítico de la forma:

$$M_{cr} = \frac{n \cdot \pi}{l} \cdot \sqrt{G I_T E I_{YY}} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E I_A}{l^2 G I_T}} \quad [8]$$

La consideración de la rigidez a torsión por alabeo implica, en el caso del IPE 300 con el caso del IPE 300 con el que comenzaba el capítulo, un incremento del 28 % en el valor del momento crítico. Debe destacarse que ello se produce manteniendo las condiciones de alabeo libre en los apoyos, tan solo por la restricción que a la valoración del momento torsor, impone la rigidez del alabeo.


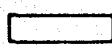
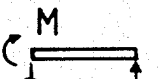
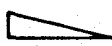
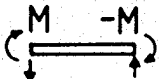
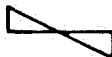
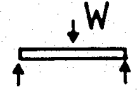

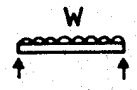

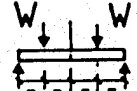
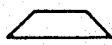
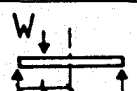

### **Diferentes distribuciones de momentos.**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La generalización de la fórmula [8] del momento crítico para distribuciones de momentos flectores diferentes a la uniforme supuesta hasta aquí, se consigue sustituyendo en [2] la ley de variación. Se demuestra que el resultado tiene idéntica forma al obtenido [8] con el único cambio de un coeficiente multiplicador.

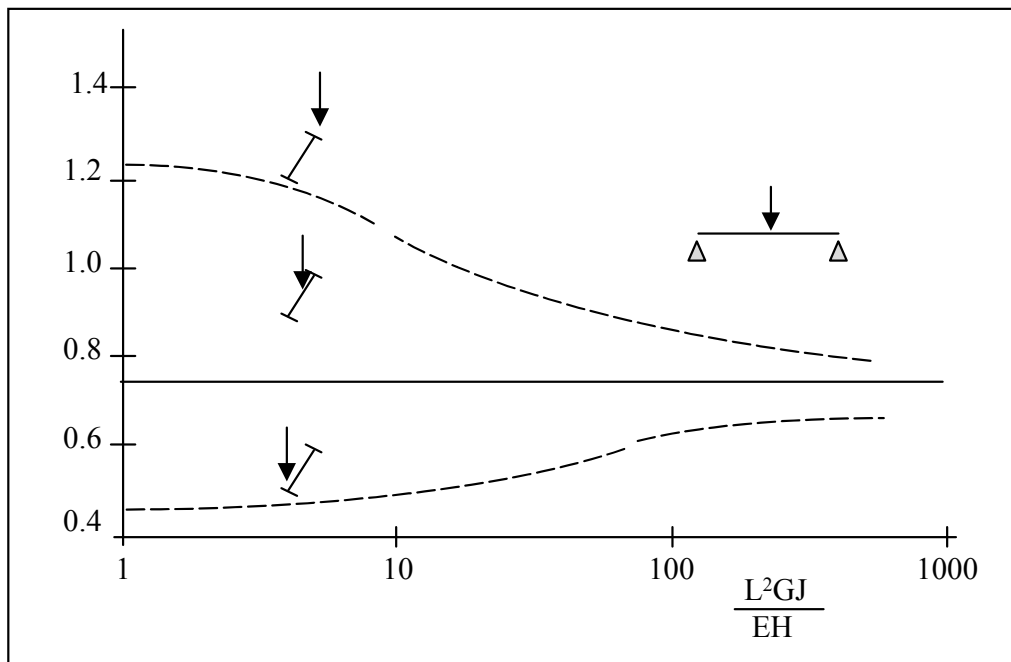
Así, la resistencia a vuelco de una viga sometida a una carga uniforme que produce un momento máximo  $M$  es un 12% superior a la de la misma viga en el caso en que el momento hubiese sido uniforme.

### Posición de la carga.

$M_{cr} = \frac{1}{m} \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EH}{L^2 GJ}}$			
Beam and loads	Bending moment	$M_{max}$	$m$
		$M$	1.00
		$M$	0.60
		$M$	0.40
		$\frac{WL}{4}$	0.74
		$\frac{wL^2}{8}$	0.89
		$\frac{WL}{4}$	0.94
		$\frac{3WL}{16}$	0.68

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el caso en que el momento flector sea el resultado de una distribución de carga sobre la viga, se hace necesario considerar la posición de dicha carga respecto al



C.D.G. de la propia viga.

Como muestra la Fig. 19, si la carga está por encima del ala, es necesario incrementar el valor del esfuerzo torsor desestabilizante en el valor  $\rho \cdot (h/2) \cdot \sin \beta$ .

En el lado contrario, si la carga está colgada el mismo momento actuará estabilizando la viga.

Al incluir este torsor adicional en la formulación, el resultado ya no tiene forma de [8] aunque algunos autores prefieren, en aras a la generalidad, mantener el mismo formato multiplicando la formulación básica por un coeficiente función de la luz.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La forma de esta función es la representada en la Fig. 19. Para vigas de pequeña relación canto/luz, el efecto de la posición de la carga se minimiza, mientras que, en el lado contrario, cobra importancia en elementos de gran canto.

La forma concreta de estas funciones queda recogida en, por ejemplo, el anejo “F” del Eurocódigo.

### **Condiciones de contorno.**

Las múltiples posibilidades existentes se tabulan de forma intuitiva recurriendo de nuevo al esquema de “longitud efectiva” de vuelco, semejante en todo a la longitud efectiva empleada en el caso de pandeo de EULER.

Como única diferencia, en el caso de vuelco se hace necesaria la definición de longitud en flexión y en alabeo.

### **Otras generalizaciones.**

Las aproximaciones anteriores se basan en la linealidad del comportamiento del material, por lo que lógicamente, no pueden considerar la plastificación de las fibras debida, bien a la propia flexión, bien al efecto de las tensiones residuales de laminación (perfiles) o soldadura (vigas armadas).

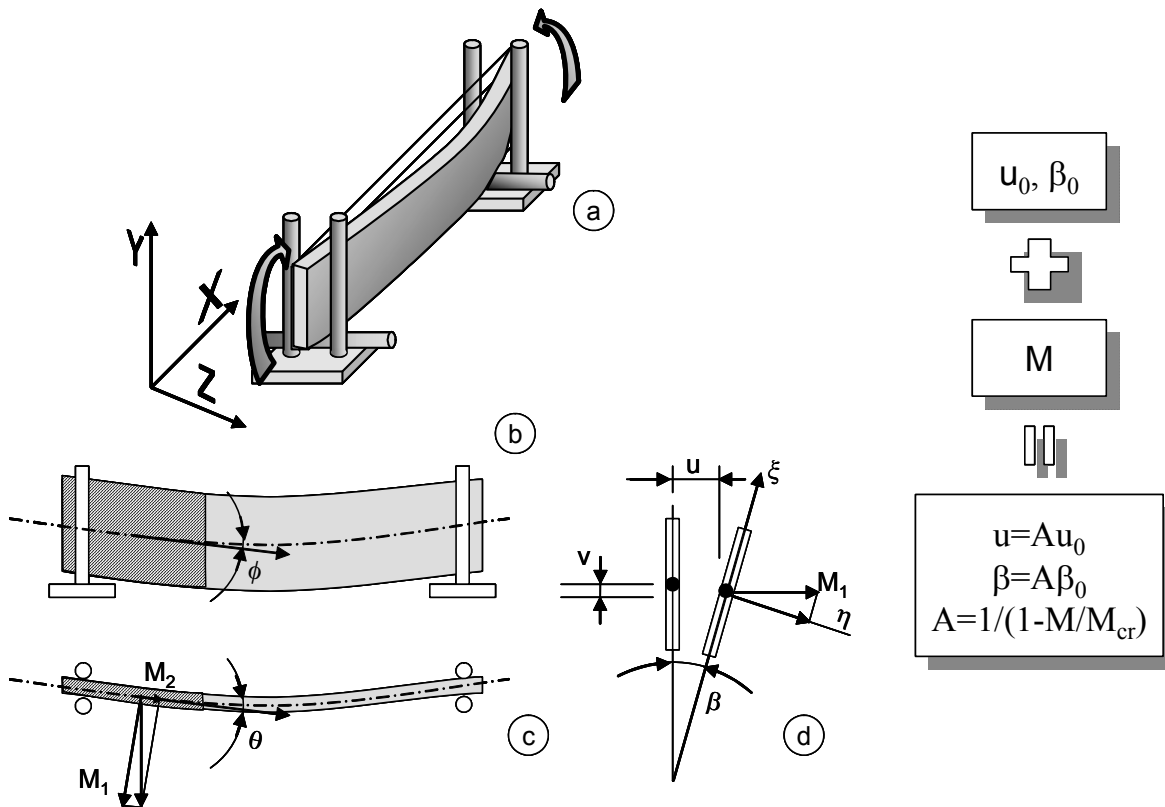
Por otro lado, no se ha hecho consideración alguna de las imperfecciones geométricas, de la sección o de la pieza.

Tampoco se ha considerado más que el caso de secciones doblemente simétricas.

### **3.3.2. MÉTODOS DE IMPERFECCIONES.**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Se desarrollan en una forma paralela a la empleada en el caso de pandeo de



EULER.

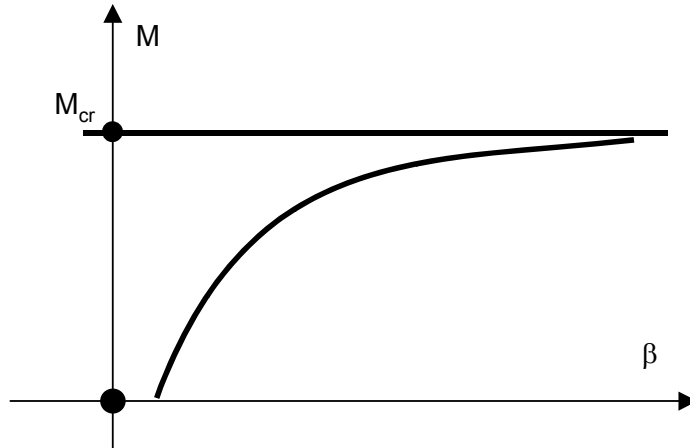
La Fig. 20. Reproduce, esquemáticamente, el proceso.

Se parte de una geometría imperfecta en la que ya están presentes desplazamientos laterales ( $u_0$ ) y giros ( $\beta_0$ ).

Se repite el procedimiento analítico del apartado 3.1. Como resultado se llega a una ecuación diferencial no homogénea. No existen autovalores.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS



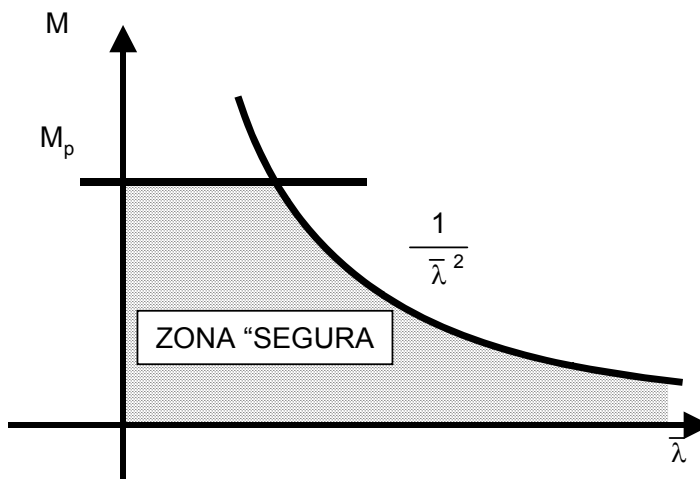
La resolución de la ecuación diferencial conduce a una relación de la forma expresada por la figura 21. Los desplazamientos iniciales se ven amplificados por un factor idéntico en forma al obtenido para el caso de EULER:

### 3.4.HERRAMIENTAS EXPERIMENTALES

Los resultados experimentales suelen representarse como función de la denominada “Esbeltez Generalizada” definida como:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{M_p}{M_{cr}}}$$

La representación de la capacidad teórica de una viga en flexión en función de tal esbeltez es sencilla:



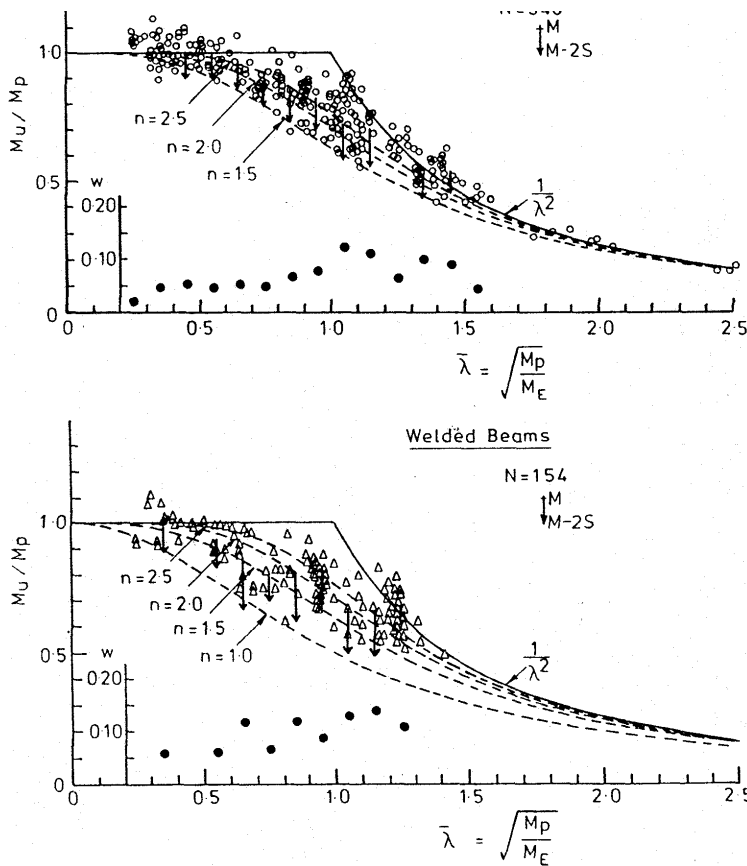
$$M_u = \frac{1}{\bar{\lambda}^2}$$

Se podría, por tanto, representar gráficamente (Fig. 22.) un “dominio seguro” (en teoría, al menos).

Los resultados

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

experimentales disponibles se sitúan, en el gráfico anterior, en una zona situada por debajo del límite teórico (Fig. 23).



Tal y como ocurría en el caso del pandeo de EULER, las aproximaciones teóricas, que no incluyen el efecto de las imperfecciones iniciales y de las tensiones residuales se sitúan en un límite superior de los resultados experimentales, lo que resulta coherente con que ambos efectos sean desfavorables.

## 3.5. APROXIMACIONES NORMATIVAS.

### 3.5.1. E. A. 95

La norma Española especifica como momento último de una sección el momento crítico teórico obtenido en la forma señalada en los párrafos anteriores y sin otra corrección que la que establece en el caso en que el citado momento crítico supone tensiones superiores al límite de proporcionalidad (valor establecido por la propia E. A. 95 en el 80% del límite elástico y que no se ha mantenido en normas más recientes).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La corrección consiste en suponer que la relación entre el momento crítico real de vuelco y el crítico ideal es, simplemente la misma que, para ese nivel de tensiones, existe entre el módulo de elasticidad tangente y el inicial, esto es:

$$\frac{M_{\text{crr}}}{M_{\text{cri}}} = \frac{E_t}{E}$$

Donde el valor del módulo tangente se obtiene derivando la relación tensión-deformación de diseño.

Despejando  $\sigma_{\text{crr}}$  se obtiene una ecuación de segundo orden cuya resolución tabulada ofrece la tabla 5.2. de la E. A. 95.

Esta corrección se plantea en forma semejantea en el caso de abolladura de chapas, por lo que se remite a tal apartado al lector.

De importancia muy superior a las correcciones por régimen anelástico es el efecto de las tensiones residuales o de las imperfecciones iniciales que la E. A. 95 no considera, situándose, por tanto del lado de la inseguridad (en ese sentido).

Afortunadamente, ello queda, en la mayoría de los casos, compensado por otros efectos favorables.

### 3.5.2. EUROCÓDIGO

El Eurocódigo, que formalmente presenta el tema de manera similar a la E. A. (unos apartados en el cuerpo normativo, los números 5.5.2., y el anejo F), sigue en realidad un planteamiento diferente, mas general y actualizado.

Aparte de la ya comentada reducción de Resistencias mediante un coeficiente de minoración, que en el caso de vuelco es  $\gamma_{M1} = 1.1$ , el Eurocódigo minorla

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

resistencia teórica basándose en los resultados experimentales disponibles. La idea es simple:

1. Sobre el gráfico  $M_u - \lambda$  se sitúan los resultados experimentales, señalando el valor medio y el característico de cada familia de ensayos (como valor característico se suele adoptar la media menos dos veces la desviación típica).
2. Se formula una curva envolvente inferior de los valores característicos. En muchas ocasiones se han utilizado formulaciones del tipo:

$$M = \sqrt[n]{\frac{1}{1 + \lambda^{2n}}}$$

3. Se analiza la correlación entre la familia de ensayos y los parámetros que definen la formulación envolvente inferior. En el caso considerado, se ha encontrado que sistemáticamente las vigas armadas colapsaban para un valor inferior a las laminadas. Consecuentemente, formular dos envolventes inferiores permitirá aprovechar mejor el material en los perfiles armados (a cambio de complicar la formulación. Como se comprenderá, el procedimiento es idéntico al seguido en el caso del pandeo de EULER. Ello es cierto hasta el punto de que en la redacción final del Eurocódigo se decidió utilizar las mismas curvas de pandeo empleadas en aquel caso aunque el ajuste no fuera ideal (valorando la simplificación). En concreto se adoptó la curva "a" para los perfiles laminados y la "c" para secciones armadas (parámetro de imperfección  $\alpha$  de valor 0.1 y 0.49 respectivamente).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### **BIBLIOGRAFÍA ESPECÍFICA.**

- **European Convention For Constructional Steelwork.:** “Manual on stability of Steel Structures”. June 1976.
- **European Convention For Constructional Steelwork.:** “Stability of Steel Structures”. Final Report 1977.
- **Kirby, P.A.; Nethercot, D.A.** “Design for Structural Stability”. Constrado Monographs. Ed. Collins. 1985.
- **Narayanan, R.** “Beams and Beam Columns: Stability and Strength”. Applied Science Publishers. 1983
- **Chen, W.F.; Lui, E.M.:** “Structural Stability: Theory and Implementation”. Elsevier. 1987
- **Galambos, T. V.:** “Guide To Stability Design Criteria for Metal Structures”. 4<sup>a</sup> Edition. Wiley. 1988.
- **Ivanyi, M..** “Stability of Steel Structures”. Akadémia Kiadó. Budapest. 1988.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **UNIONES**

### 1. INTRODUCCIÓN

### 2. CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL CÁLCULO DE UNIONES

2.1. DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS QUE ACTÚAN SOBRE LA UNIÓN.

2.2. RESISTENCIA DE LAS UNIONES

2.3. CURVA MOMENTO-ROTACIÓN. RIGIDEZ. CAPACIDAD DE GIRPO.

2.4. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES.

### 3. UNIONES ATORNILLADAS

3.1. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

3.2. CONSIDERACION DE AGUJEROS EN LA RESISTENCIA DE PIEZAS

3.3. CATEGORIAS DE UNIONES ATORNILLADAS

3.4. REPARTO DE ESFUERZOS ENTRE TORNILLOS

3.5. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE UNION

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

3.5.1. TORNILLOS NO PRETENSADOS Y ROBLONES

3.5.2. TORNILLOS PRETENSADOS

3.5.3. OTROS

4. UNIONES CON BULONES

5. UNIONES SOLDADAS

5.1. TIPOS Y DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

5.1.1. SOLDADURA DE ANGULO

5.1.2. SOLDADURA EN RANURA Y TAPON

5.1.3. SOLDADURA A TOPE.

5.2. RESISTENCIA DE LOS CORDONES

5.2.1. ESPESOR DE GARGANTA

5.2.2. SOLDADURA EN ANGULO Y A TOPE CON PENETRACIÓN  
PARCIAL

5.2.3. SOLDADURA A TOPE CON PENETRACIÓN TOTAL

5.2.4. UNIONES A TOPE EN T

5.2.5. SOLDADURA DE TAPON

5.2.6. REDUCCIONES

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## 5.3. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS



## 1 INTRODUCCIÓN:

La mayoría de las estructuras metálicas, y sobre todo de edificación, están formadas por elementos lineales, rectos generalmente, que deben estar unidos entre sí mediante lo que se han llamado nudos o conexiones. Ya en la definición de estructura dada en el Eurocódigo 3 (EC3), como combinación ordenada de partes unidas, proyectada para proporcionar cierta rigidez, se resalta la importancia de la unión, lo que vuelve a subrayarse en la definición de pórtico como parte de una estructura que consta de un conjunto de elementos estructurales unidos directamente y calculados para resistir la carga conjuntamente. Este tratamiento destacado se concreta al ser la consideración de la unión esencial en la clasificación y tipo de análisis de pórticos, así en el EC3 se habla de **semicontinuos**, como aquellos en los que las propiedades de las uniones necesitan, en el análisis global, una consideración explícita; **continuos** en los que solo es necesario considerar las propiedades estructurales de las piezas en el análisis global, pero claro, porque las uniones lo permiten; y **simples**, que no requieren uniones para resistir momentos.

La comprobación de que la estructura esta correctamente dimensionada se realiza mediante cálculo y para ello, si por un lado es preciso conocer las características mecánicas y geométricas de los elementos que la forman, también es necesario modelizar la forma en que dichos elementos están unidos. En los métodos más habituales de análisis de estructuras de edificación, se consideran las uniones como **empotramientos**, que transmiten cualquier momento aplicado y no permiten rotaciones relativas entre los elementos unidos (lo que exige una cara rigidización), y **rótulas**, que no transmiten ningún momento. No obstante, el comportamiento real

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

de una unión, salvo que se extreme el cuidado para que se aproxime a los extremos mencionados, es intermedio, es decir se produce una rotación relativa entre los ejes de los elementos transmitiendo cierto momento (**semirrigido**) y su capacidad última suele ser inferior a la de los elementos (**parcialmente resistentes**), y, por ello, parece lógico que su comportamiento deberá tenerse en cuenta a la hora del análisis de la estructura. La mayoría de los códigos aplicables en los diferentes pises no incluyen este concepto, que se encuentra recogido y perfectamente caracterizado en algunos casos, en el EC3, que es la referencia fundamental en la que se basará lo indicado en este capítulo.

Admitida la realidad del comportamiento de las uniones, será preciso pensar brevemente en el interés de su consideración en el cálculo y así, sin tratar de ser exhaustivos, se puede comprender el ahorro en peso que puede suponer el levantamiento de la ley de momentos flectores en una viga, que antes debía considerarse biarticulada, simplemente por introducir en los extremos la rigidez que normalmente tienen las uniones. Pero casi más importante resulta el ahorro de mano de obra que puede suponer, en edificación, la tipificación de las uniones viga-pilar de manera que resulten simples, combinando las ventajas de una soldadura realizada en taller, con la economía de un número reducido de tornillos colocados en obra, que las hará más baratas, pero que, casi sin duda, serán semirrigidas y parcialmente resistentes. Esto hace pensar en la enorme utilidad de realizar un esfuerzo razonable en el proyecto y cálculo de una estructura.

El conseguir en un equilibrio que deje sin sentido el comentario de algún texto relativamente reciente en que se alude al “interés más bien teórico” de la consideración de la rigidez de las vigas en el cálculo, pasa, en primer lugar, por una perfecta clasificación de los mismos y una relativa simplificación de su

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

comportamiento, que en el EC3 está en la idealización bilineal de las curvas momento-rotación relativa, lo que establece cierta similitud entre el comportamiento a flexión de la unión y el de las vigas y pilares. Por otra parte, se está realizando un esfuerzo importante de investigación con el objetivo de definir, para diferentes tipos de uniones, curvas características no lineales o magnitudes características (como pueden ser las rigideces inicial y secantes o el momento pseudoplástico), así como, buscando la incorporación en los programas de cálculo por elementos finitos, el diseño de útiles que permitan una consideración razonable, desde el punto de vista del calculista, de las ideas comentadas sobre el comportamiento de las uniones.

En la primera parte de este tema, se va a hablar de las novedades introducidas en el estudio de uniones en general, asociadas a consideraciones de resistencia y sobre todo de rigidez, así como de la determinación de los esfuerzos en función de la rigidez de la unión y la distribución de fuerzas internas.

A continuación se van a tratar las novedades más importantes que presenta el EC3 en cuanto a uniones atornilladas, uniones con bulones y uniones soldadas frente a la normativa nacional existente. En este sentido, hay que señalar que el EC3, junto con sus Anejos, cubre el campo de aplicación de las normas NBE-EA95 (anteriores MV), pero con una extensión casi cuatro veces superior.

Como señala el Prof. Quintero, mientras que en la MV103 se dedican al estudio de uniones 15 páginas del articulado y 11 de los Anejos 5 y 6, esto es, 26 páginas en total, el EC3 dedica 72 páginas en el articulado (capítulo 6) y 68 en los Anejos J, K, L y M.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Antes de entrar en el estudio de los distintos tipos de uniones, merece la pena dedicar algún comentario de carácter general al proyecto de una unión. Así, se pueden señalar las fases en el mismo, una primera de concepción y diseño, seguida de otra en que se realiza la comprobación de la unión.

En la primera fase se debe realizar la elección del tipo de unión (soldada, atornilladas, etc.) así como del modelo, que podrá ser a tope, con casquillos, con chapa frontal, etc. Entre los factores que afectan a este tipo de elección se pueden destacar unos:

- De carácter económico: como pueden ser la ventaja de tipificar y unificar las uniones, lo que permitirá su fabricación en serie; buscar la sencillez del concepto global, así como la mayor simplicidad posible para la realización de soldaduras, sin poner más de las necesarias, apriete de tornillos, etc.
- De carácter técnico: como la necesidad de correspondencia entre la realidad y el modelo matemático de cálculo (coincidencia de ejes, grado de empotramiento, anclaje suficiente en zapatas, etc.); que la transmisión de esfuerzos entre piezas sea sencilla; no olvidar los aspectos metalúrgicos en las soldaduras (evitar fragilización por temple al calentar, uniones con chapas de distinto espesor, cruces de soldadura cuyas tensiones residuales dan lugar a estados triaxiales de tracción, etc.); adaptación del diseño a los medios disponibles (como equipos, capacidad de transporte, ...), etc.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la segunda fase, el primer paso debe ser la determinación de esfuerzos, que estará en función de la propia rigidez de la unión. A continuación se repartirán los esfuerzos entre los componentes de la unión, de manera que se obtengan las tensiones sobre cada uno de los componentes, y por último se comprobará que los componentes pueden resistir las funciones obtenidas.

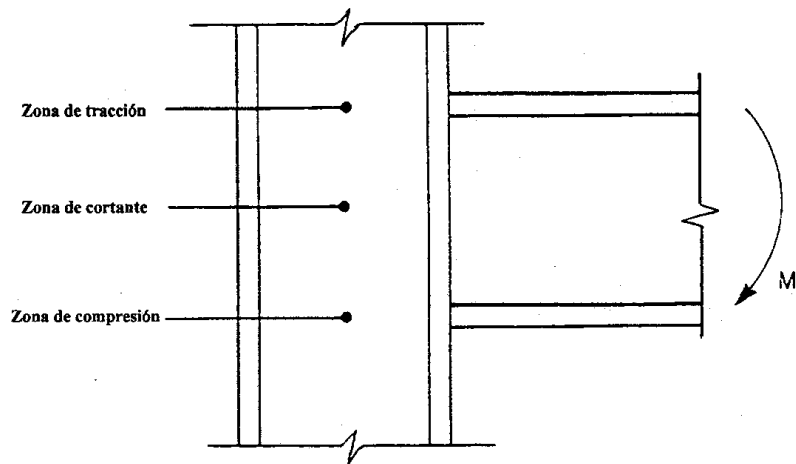
# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **2.- CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL CÁLCULO DE UNIONES.**

Las uniones, siguiendo lo indicado en EC3, estarán diseñadas y calculadas de forma que se asegure que el conjunto de la estructura se comporta satisfactoriamente, es decir, que verifica que no se supera ningún estado límite tras considerar todas las situaciones de cálculo y estados de carga relevantes, teniendo en cuenta posibles variaciones de las acciones supuestas. Además los modelos de cálculo deben ser adecuados, si es necesario completados mediante ensayos, y suficientemente precisos como para predecir el comportamiento estructural dentro de los límites permitidos por el nivel de ejecución alcanzable y fiabilidad de los datos. Estos requisitos que debe satisfacer la estructura, en el EC3 se concretan en el Capítulo 2 (Bases de cálculo).

Otro punto importante se refiere a la fabricación y montaje, cuestión que en el EC3 se detalla en el capítulo 7, aunque en el capítulo destinado a uniones se subraya la necesidad de no olvidar temas como el mantenimiento, inspecciones, etc., prestar atención a los espacios libres necesarios para apretar tornillos, soldar, tener seguridad en el montaje, así como respetar los requisitos del proceso de soldadura y no olvidar detalles importantes como efecto de las tolerancias en el ajuste de piezas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

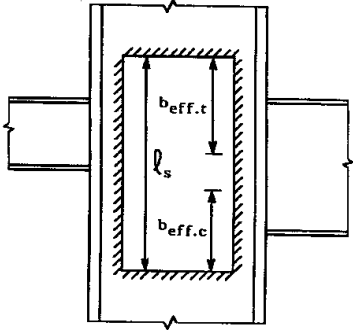


El resto de este punto se dedica a detallar los aspectos relativos a la comprobación de una unión, lo que en principio, se puede esquematizar en la necesidad de comprobar la resistencia a flexión, la rigidez al giro y su capacidad de rotación.

A lo largo de este punto se va a seguir como ejemplo el tratamiento dado al EC3 al caso de una unión viga-pilar soldada como la indicada en la Figura 1. En el esquema de la Figura 3 se han señalado las tres zonas, pudiendo adelantarse que el comportamiento de la unión dependerá de la de los diferentes elementos o componentes situados en dichas zonas.

Con objeto de aumentar la resistencia este tipo de uniones se puede reforzar en la forma que se indica en la Figura 2 con chapas del mismo tipo de acero del pilar, incluyéndose en la Figura 3 las referencias de la notación utilizada en el ejemplo.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



Soldadura : (todo el perímetro)  
 - Si refuerza resistencia a cortante o compresión

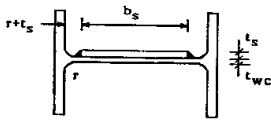
$$a \geq \frac{t_s}{\sqrt{2}}$$

-Si refuerza resistencia a tracción:  
 Soldadura longitudinal a tope:

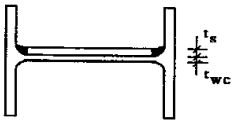
$$a \geq t_s$$

Soldadura en ángulo:

$$a \geq \frac{t_s}{\sqrt{2}}$$



l con soldaduras de ángulo longitudinales

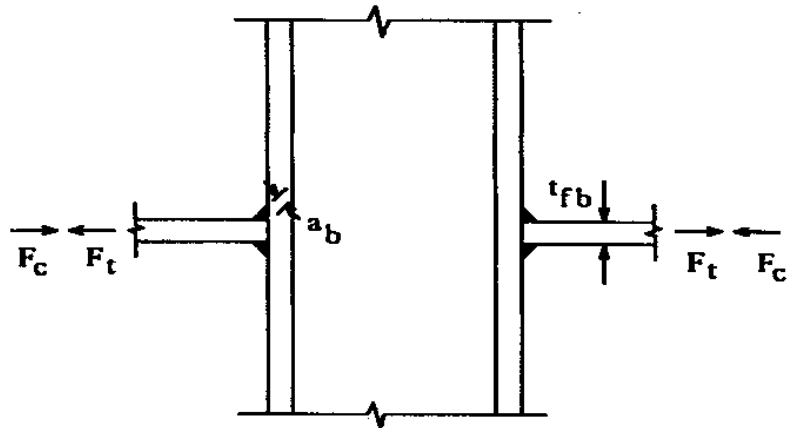


$b_e$  suficiente para que la soldadura llegue al pie de la curva de acuerdo.

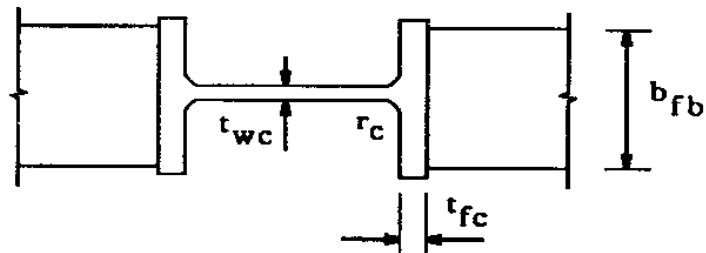
$$l_s \geq b_{eff,t} + b_{eff,c}$$



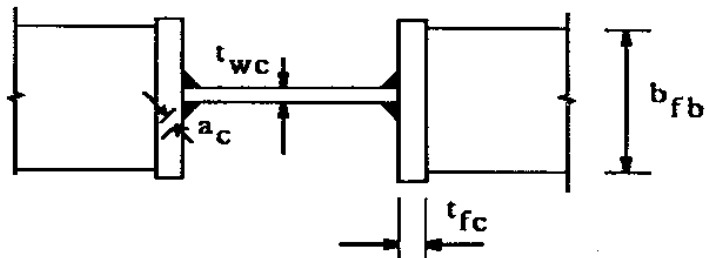
# ESTRUCTURAS METÁLICAS



a) Alzado



b) Perfil laminado



c) Perfil soldado

## 2.1 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS QUE ACTUAN SOBRE LA UNIÓN.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

De forma general, las fuerzas y momentos aplicados a las uniones se obtendrán a partir de un análisis global de la estructura. No se pretende en este punto pormenorizar los métodos de cálculo, pero sí resaltar el hecho de que las hipótesis que se adopten en el cálculo debe ser coherentes con el comportamiento de las uniones. A pesar de adelantar alguna de las ideas que se desarrollarán

<b>Tabla 5.2.1 Hipótesis de diseño</b>		
<b>Tipo de pórtico</b>	<b>Método de análisis global</b>	<b>Tipo de uniones</b>
Nudos articulados	Articulaciones	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Articuladas (6.4.2.1)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1)</li> </ul>
Nudos rígidos	Elástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rígidas (6.4.2.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1)</li> </ul>
	Rígido-plástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Totalmente resistentes (6.4.3.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1)</li> </ul>
	Elástico-plástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Totalmente resistentes y rígidas (6.4.3.2 y 6.4.2.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1 y 6.4.2.1)</li> </ul>
Nudos semirrígidos	Elástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Semirrígidos (6.4.2.3)</li> <li>- Rígidas (6.4.2.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.2.1)</li> </ul>
	Rígido-plástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Parcialmente resistentes (6.4.3.3)</li> <li>- Totalmente resistentes (6.4.3.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1)</li> </ul>
	Elástico-plástico	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Parcialmente resistentes - Semirrígidas (6.4.3.3 y 6.4.2.3)</li> <li>- Parcialmente resistentes - Rígidas (6.4.3.3 y 6.4.2.2)</li> <li>- Totalmente resistentes - Semirrígidas (6.4.3.2 y 6.4.2.3)</li> <li>- Totalmente resistentes - Rígidas (6.4.3.2 y 6.4.2.2)</li> <li>- Articuladas (6.4.3.1 y 6.4.2.1)</li> </ul>

Nota: Los números entre paréntesis son referencias a puntos del EC3 posteriormente y, por tanto, debiéndose entender lo que se indica a continuación de una forma más intuitiva en un primer repaso, en la Figura 4 se ha incluido la tabla 5.2.1. del EC3 en la que se relacionan las características que se requieren en una unión para el modelo de pórtico adaptado, en función del método de análisis global que se debe seguir.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Lo más relevante de la tabla de la figura, que en muchos aspectos no precisa explicaciones adicionales, está, en que si se utiliza un método rígido-plástico, no interesa la rigidez de la unión puesto que en este método no se consideran las deformaciones elásticas; mientras que ocurre lo contrario si se utiliza un método elástico-plástico. Si el modelo utilizado es de nudos rígidos, la unión debe ser totalmente resistente (aguantar más que la viga) ya que en el modelo no se pueden incluir las uniones, mientras que modelos con nudos semirrígidos, al estar éstas incluidas en el modelo, se pueden también considerar como parcialmente resistentes.

### **2.2- RESISTENCIA DE LAS UNIONES.**

Una vez obtenidos mediante un análisis global, en el que como se ha dicho se debe considerar el efecto de la unión, los esfuerzos que actúan sobre ella, hay que estudiar como trabajan cada uno de los componentes de la unión, y los esfuerzos a que están sometidos, de forma que se pueda verificar su capacidad para soportarlos.

A la hora de enfrentarse con este problema es importante tener presente el Teorema Estático que se podría formular diciendo, que cualquier distribución de esfuerzos en equilibrio con las cargas exteriores y que no supere la situación de agotamiento en cada sección de una estructura, es producido por una carga menor o igual a la carga de rotura. En una unión, esto se podría expresar diciendo que se está en una situación segura, si tras establecer una distribución de esfuerzos en equilibrio con los esfuerzos aplicados a la unión, se comprueba que no se rompe ninguno de los componentes.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Esto se concreta en el EC3, estableciendo (punto 6.1.4) que simplemente es necesario distribuir las fuerzas y momentos internos de forma razonable, realista con la rigidez de cada componente, de manera que, como es lógico, las fuerzas internas sigan el camino de máxima rigidez y exigir:

- a) Que dichas fuerzas y momentos internos estén en equilibrio con los esfuerzos aplicados a la misma.
- b) Que cada uno de los componentes resista las fuerzas y momentos aplicados.
- c) Que las deformaciones obtenidas para cada componente, se mantiene dentro de la capacidad de deformación de dicho componente.

La idea pues, es determinar la resistencia de la unión a partir de las resistencia individuales de sus componentes utilizando, generalmente, un análisis elástico lineal. También se puede seguir un análisis no lineal, con el inconveniente de que, en este caso, se debe disponer de una información exhaustiva puesto que hay que tener en cuenta las características de carga-deformación de todos los componentes.

**Ejemplo:** La unión viga-soporte soldada que se va a seguir como aplicación, tendrá una resistencia adecuada si el momento resistente de cálculo de la unión ( $M_{Rd}$ ) es mayor o igual que el momento de cálculo aplicado ( $M_{Sd}$ ).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

El momento resistente de cálculo corresponderá al valor mínimo de la resistencia de las zonas de tracción o compresión, que no hay que olvidar que pueden estar reducidas por la consideración del cortante, multiplicadas por la distancia entre sus centros de resistencia.

Los criterios aplicables se pueden esquematizar:

a: ZONA DE TRACCIÓN: (no influye  $\sigma_{\text{normal}}$ )

- Soporte                      - Plastificación alma.

- Plastificación ala.

- Viga                              - Plastificación ala.

- Rotura de los

cordones de soldadura.

b: ZONA DE COMPRESIÓN: (puede estar influenciado por efectos locales de segundo orden producidos por  $\sigma_{\text{normal}}$  en el soporte en su funcionamiento como pórtico).

- Soporte                      - Aplastamiento alma

- Pandeo alma

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

c: ZONA DE CORTANTE: (no influye  $\sigma_{normal}$ )

- Agotamiento por cortante del alma del soporte.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Para el cálculo de la resistencia se puede seguir el siguiente esquema (EC·):

### RESISTENCIA ZONA DE TRACCIÓN:

#### - ALA DE LA VIGA:

Resistencia completa  $f_{yb} t_{fb} b_{fb} / \gamma_{M0}$ .

#### - SIN RIGIDIZADORES:

##### - ALA PILAR:

\* Resistencia de cálculo:

##### - CONDICIÓN:

Si  $f_{t,Rd} \geq 0,7$  (Resist. Completa ALA VIGA)  $\Rightarrow$  SIN RIG.

Si  $f_{t,Rd} < 0,7$  (Resist. Completa. ALA VIGA)  $\Rightarrow$  RIGIDIZADORES

-

PERFIL

$$F_{t,Rd} = f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2r_c) + 7t_{fc}^2 / \gamma_{M0}$$

con :

$$F_{t,Rd} \leq f_{yb} t_{fb} (t_{wc} + 2r_c + 7t_{fc}) / \gamma_{M0}$$

LAMINADO:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- PERFIL SOLDADO:

Idem

cambiando:

$$2r_c \text{ por } 1\sqrt{2} a_c$$

\* Soldadura ala pilar –viga:

Debe asegurar la resistencia completa del ala de la viga.

- ALMA PILAR:

$$F_{t,Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0}$$

con :

$$\text{P.laminado: } b_{eff} = b_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$\text{P.soldado : idem con } r_c = \sqrt{2} a_c$$

- SIN REFUERZO DE CHAPA:

- CON REFUERZO DE CHAPA:

Idem con : Soldadura long. a tope ( $a \geq t_s$ )



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

(1 chapa  $t_{w,eff}=1.5 t_{wc}$  ; 2 chapas  $t_{w,eff}=2$

$t_{wc}$ )

Soldadura long. en ángulo:

( $t_{w,eff}=1.4 t_{wc}$ )

### **- CON RIGIDIZADORES:**

-  $f_{t,Rd}$  /Resistencia del cálculo del ala de la viga.

- Condiciones Ridigizadores:

$t_{rig}/t_{fb}$

Soldadura:

-RIG-ALAS: Dim. para resistir esf. aplicados por alas.

-RIG-ALMA: Dim para resistir esf. transmitidos al alma desde las alas.

### **RESISTENCIA ZONA DE COMPRESIÓN**

#### **- ALMA PILAR SIN RIGIDIZADORES**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

- APLASTAMIENTO:

- Sin chapa refuerzo:

$$F_{C.Rd} = f_{yc} t_{wc} (1.25 - 0.5 \gamma_{M0} \sigma_{n.Ed} / f_{yc}) b_{eff} / \gamma_{M0}$$

$$\text{Con: } F_{C.Rd} = f_{yc} t_{wc} b_{eff} / \gamma_{M0}$$

$\sigma_{n.Ed}$  = Tension max. compr. en alma pilar por axil y flexion en eje pilar.

$b_{eff}$  idem alma pilar.

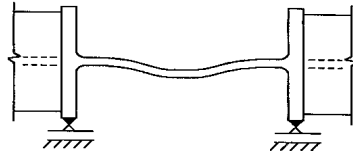
- Con chapa de refuerzo:

$$\text{Idem con : 1 chapa} \Rightarrow t_{wc,eff} = 1.5 t_{wc}$$

$$2 \text{ chapas} \Rightarrow t_{wc,eff} = 2 t_{wc}$$

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

MODO1  
(Impedido mediante  
disposiciones constructivas)



de pandeo equivalente con almas fijas (intraslacional)

MODO2  
( $l=0.5h_c$ )



$$b_{\text{eff}} = \sqrt{h_c^2 + S_s^2}$$

donde :  $S_s = \text{Long. apoyo rigido}$

$$A = b_{\text{eff}} t_{\text{wc}}$$

$$I = \frac{b_{\text{eff}} t_{\text{wc}}^3}{12}$$

$$i = \sqrt{I/A}$$

- PANDEO:

## **ALMA PILAR CON RIGIDIZADORES**

$F_{c,Rd}$ /Resistencia de cálculo ALA-VIGA.

Con rigidizadores: idem tracción.

## **RESISTENCIA DE LA ZONA SOLICITADA A ESFUERZO CORTANTE**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## PANEL ALMA DE PILAR SIN RIGIDIZADORES.

### - Sin refuerzo de chapa:

- Resistencia de cálculo:

$$V_{Pl.Rd} = \frac{f_{yc} A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_v = \text{P. laminados: } A - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r)t_f$$

$$\text{P. armados: } \sum dt_{wc}$$

d = altura del alma

- Comprobación resistencia a pandeo por cortante:

$$\text{Si } \frac{d}{t_{wc}} > 69 \sqrt{\frac{235}{f_{yc}}} \text{ con } f_{yc} \text{ en N/mm}^2 \text{ y almas sin rigidizar}$$

Hay que comprobar la resistencia a abolladura

### - Con refuerzo de chapa:

Idem, aumentando  $A_v$  en  $b_s t_{wc}$  (no otro aumento si se añade otra chapa)

## PANEL RIGIDIZADO DE ALMA DE PILAR

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- Rigidizadores diagonales deben resistir la tracción y compresión transmitidos al pilar por las alas.
- Soldadura rigidizadores- alas de pilar  $\Rightarrow$  resisten esfuerzos transmitidos por rigidizadores.
- Soldadura Rigidizadores- alma de pilar  $\Rightarrow$  Soldaduras nominales.

### **2.2 CURVA MOMENTO ROTACIÓN $M-\theta$ . RIGIDEZ. CAPACIDAD DE GIRO.**

La curva momento-rotación es la principal característica de una unión y se define como la curva que relaciona el momento  $M$  que transmite la unión, con la rotación relativa  $\theta$  de las directrices de las barras unidas. Generalmente será una curva no lineal (Figura A.5. (a)) que permite representar la unión en el modelo mediante un resorte a torsión en el punto de intersección de las directrices de las barras que concurren en dicho nudo.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

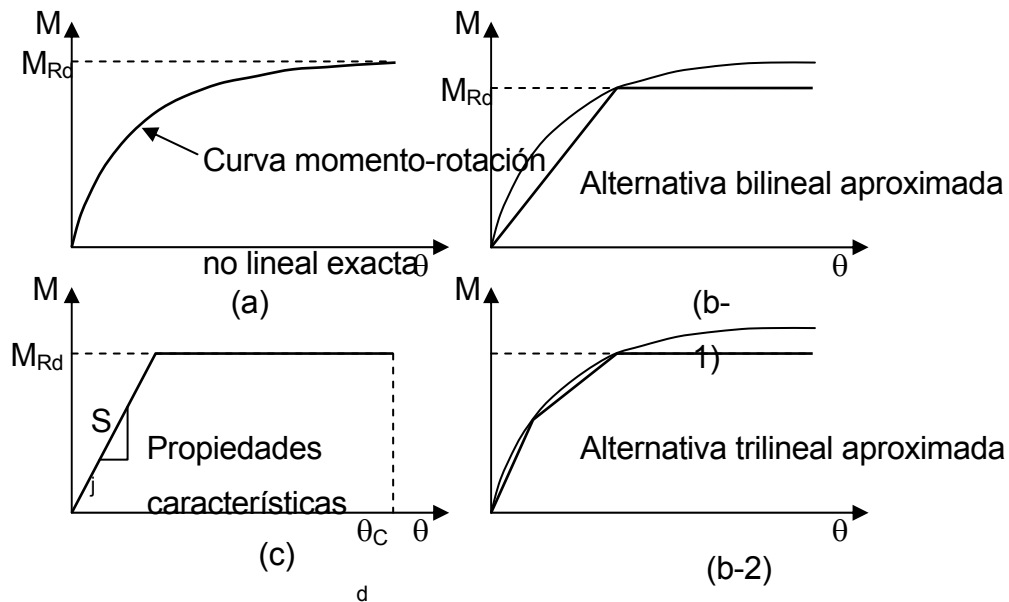


Fig.5.

Como se ha indicado antes, se puede utilizar una curva momento-rotación aproximada bilineal o trilineal (Figura 5.(b)) siempre que se esté por debajo de otra más precisa, lo cual permitirá una modelización más sencilla. En cualquier caso, deben aparecer claramente definidos los parámetros siguientes:

- a- Momento resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ), que es el valor máximo en la curva  $M-\theta$ .
- b- Rigidez a rotación, que normalmente será la rigidez secante (pendiente  $S_j$ ) definida en la figura 5.(a). El EC3 permite variar este valor en función

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

del momento de cálculo ( $M_{sd}$ ) e incluso, adoptar la curva no lineal, aunque esto obligaría a utilizar métodos de cálculo incrementales.

- c- Capacidad de rotación ( $\theta$ ), que es el máximo ángulo que una unión es capaz de girar sin romperse. Su valor de cálculo se tomará como concomitante con el valor del máximo momento resistente de cálculo.

Su consideración es muy importante, sobre todo al utilizar un método plástico de cálculo. En este supuesto, si se ha establecido la formación de una rótula en la unión, en el caso de alcanzarse la capacidad de rotación antes de que se termine de formar el mecanismo de agotamiento previsto, se estará del lado de la inseguridad puesto que no será posible alcanzar la capacidad portante prevista de la estructura.

En una unión rígida, la curva  $M-\theta$  coincide con el eje vertical, mientras que en una unión articulada lo hace con el horizontal, en ambos casos se puede contemplar una zona próxima (definida en las normas) en la que se asimila el comportamiento al del caso extremo, quedando la zona intermedia para el caso de comportamiento semirrígido.

**Ejemplo:** Volviendo a la aplicación al caso de una unión viga-pilar soldada.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **-RIGIDEZ**

### **- UNIÓN RIGIDA:**

Si el alma del pilar está rigidizada en zona de tracción y zona de compresión.

### **- UNIÓN SEMIRRÍGIDA:**

Rigidez secante para un momento  $M \leq M_{Rd}$  :

$$S_j = \frac{E(h_b - t_{fb})^2 \cdot t_{wc}}{\sum \frac{1}{K_i} \left( \frac{f_i}{F_{i,Rd}} \right)^2}$$

Siendo:



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$F_i$ : Esfuerzo asociado a la componente  $i$  (resultante del momento  $M$  aplicado a la unión) y no menor de:  $\frac{F_i \cdot R_d}{1,5}$

$F_{i,Rd}$ : Resistencia de cálculo de la componente  $i$  de la unión.

$K_i$ : Coeficiente de rigidez para la componente  $i$ :

-RIGIDIZADA:  $K_i = \infty$

-NO RIGIDIZADA:

$K_1 = 0,24$ - componente de esfuerzo cortante propia del alma.

$K_2 = 0,8$ - componente de tracción propia del alma.

$K_3 = 0,8$ - componente de compresión propia del alma.

### **-CAPACIDAD DE ROTACIÓN.**

- Unión con resistencia completa o resistencia regida por la zona a cortante tiene capacidad de giro adecuada para un análisis plástico.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- Unión no rigidizada:  $\Rightarrow \theta_{cd} = 0,015 \text{ rad.}$

- Unión rigidizada:

- En zonas a tracción y compresión.

- En zonas a tracción pero no en zona de compresión.

Tiene capacidad de giro adecuada para un análisis plástico.

- En zona a compresión pero no en zona a tracción.

$$\theta_{cd} = 0.025 \frac{h_c}{h_b}$$

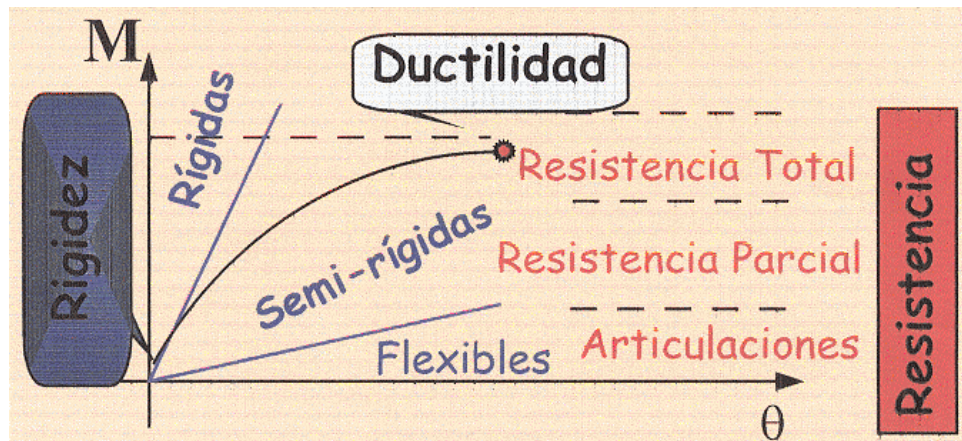
(si la resistencia no esta regida por la zona a cortante).

### **2.4. CLASIFICACIÓN DE LAS UNIONES.**

Ya se ha indicado antes la necesidad de coherencia entre las hipótesis asociadas al análisis global de la estructura, el tipo de pórtico y el comportamiento de las uniones, así como también se ha hablado de la necesidad de una clasificación que concrete

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

el comportamiento de la unión y posibilite en aprovechamiento en proyecto de las ideas ya comentadas.



Siguiendo el EC3, las uniones se pueden clasificar en función de su rigidez y de su resistencia (ver Figura 6), en la forma siguiente:

- En Función de la **rigidez**:

- **Articulaciones:** Son aquellas que transmiten fuerzas pero no momentos apreciables, así como soportan los giros determinados en el cálculo.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- **Uniones rígidas:** Son aquellas que son capaces de transmitir las fuerzas y momentos determinados por el cálculo. La deformación de una unión rígida no influirá apreciablemente en la distribución de esfuerzos en la estructura, no reduciendo la resistencia de la estructura en más de un 5%.

- **Uniones semirrígidas:** Es la situación intermedia entre las anteriores y deberá ser capaz de transmitir las fuerzas y momentos determinados en el cálculo. La interacción entre las piezas que unen, se puede determinar mediante el diagrama momento-rotación de cálculo de las mismas.

-En función de la **resistencia:**

- **Articulaciones:** Como se ha dicho, son aquellas que transmiten fuerzas pero no momentos apreciables, debiendo tener una capacidad de giro suficiente para permitir la formación de todas las rótulas plásticas previstas en el cálculo.

- **Uniones de resistencia total:** Son aquellas en las que la resistencia de cálculo de la unión es mayor o igual que la del elemento unido.

La rigidez de la unión no permitirá que se exceda la capacidad de rotación en las rótulas plásticas necesarias.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si la resistencia de cálculo de la unión es mayor o igual a 1,2 veces la resistencia plástica del elemento, no es necesario comprobar la capacidad de rotación de la unión puesto que la rótula se formará en la zona próxima del elemento.

- **Uniones de resistencia parcial:** En estos casos la resistencia de cálculo de la unión deberá ser capaz de transmitir las fuerzas y momentos determinados en el cálculo, pero es menor que la del elemento unido.

Como en el caso anterior, su rigidez debe hacer que no se supere la capacidad de rotación en las rótulas plásticas necesarias.

Por otra parte, su capacidad de rotación debe permitir la formación, bajo la carga de cálculo, de las rótulas plásticas necesarias.

En el caso de uniones viga-soporte, el EC3 concreta la clasificación anterior en los límites que se incluyen en la Figura 7, pudiéndose apreciar que se establece una diferenciación entre que la estructura este o no arriostrada.

a.- Estructura sin arriostrar:

$$\text{cuando } m \leq 2/3 \quad m = 25 \theta$$

$$\text{cuando } 2/3 < m \leq 1.0 \quad m = (25 \theta + 4) / 7$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

b.- Estructuras arriostradas:

$$\text{cuando } m \leq 2/3 \quad m = 8 \theta$$

$$\text{cuando } 2/3 < m \leq 1.0 \quad m = (20 \theta + 3) / 7$$

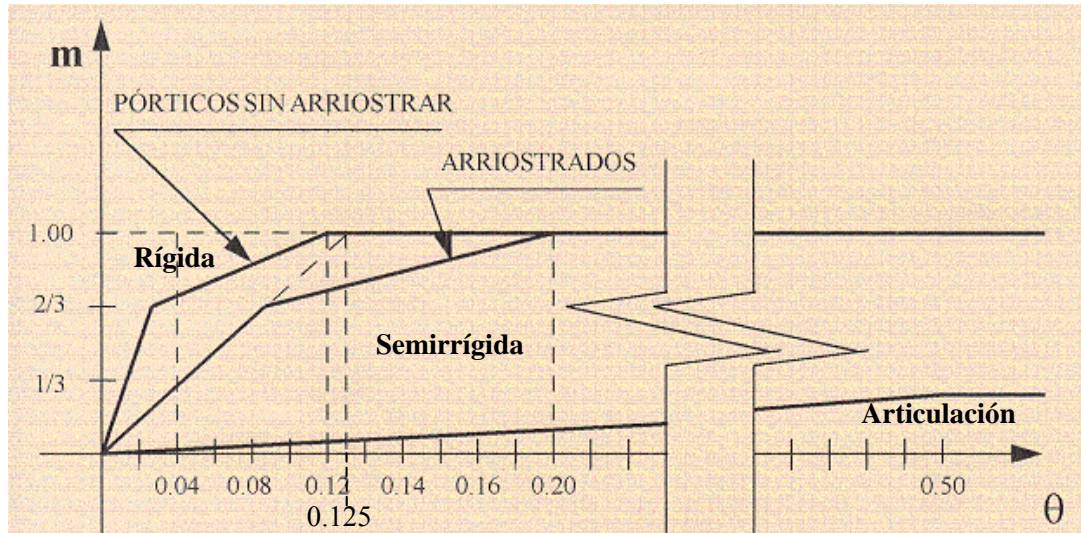
Donde:

$$m = \frac{M}{M_{pl.Rd}} \quad \text{y} \quad \theta = \frac{E_b \vartheta}{L_b M_{pl.Rd}}$$

Además de los límites indicados en la figura A.7, se define una unión como nominalmente articulada cuando su rigidez secante  $S_j$ , basada en la curva momento-rotación correspondiente, cumple:

$$S_j \leq 0,5 \cdot E \frac{I_b}{L_b}$$

Donde  $I_b$  y  $L_b$  son la inercia y longitud de la viga unida.



## 3.- UNIONES ATORNILLADAS

### 3.1.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

En el EC3 se dedican los artículos 6.2, 6.3 y 6.5.1 a establecer reglas para la disposición constructivas de las uniones atornilladas, fundamentalmente en lo referente a las separaciones entre agujeros y de estos a los bordes de las piezas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### - Distancias mínimas:

La distancia mínima a los bordes puede llegar a ser de hasta  $1.2d_o$  ( $1.5d_o$  en equipos rasgados), pero disminuyendo la resistencia al aplastamiento (ver apartados 6.5.5 ó 6.5.6 del EC3) donde  $d_o$  es el diámetro del taladro (lo establecido como general en la dirección perpendicular a la transmisión de la carga es  $1.5d_o$ ).

La separación mínima entre ejes de taladros puede ser de  $2.2d_o$  en la dirección de los esfuerzos y de  $3.0d_o$  (que se puede reducir a  $2.4d_o$  a costa de reducir la resistencia a aplastamiento) en dirección perpendicular a los mismos.

En EA95 estas distancias son de  $2.0d_o$  al borde frontal,  $1.5d_o$  al borde lateral y  $3.5 d_o$  entre taladros.

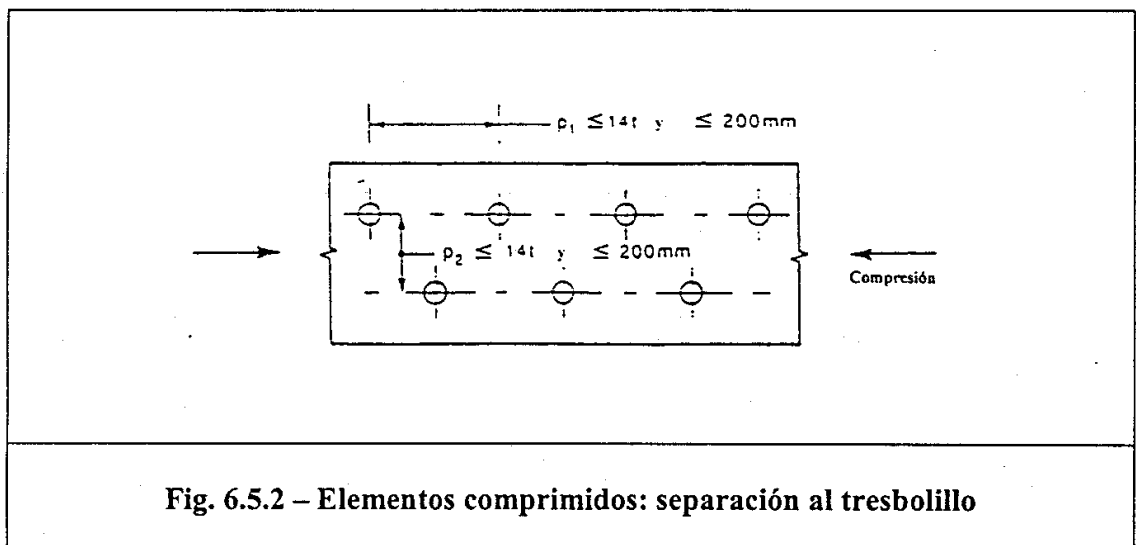
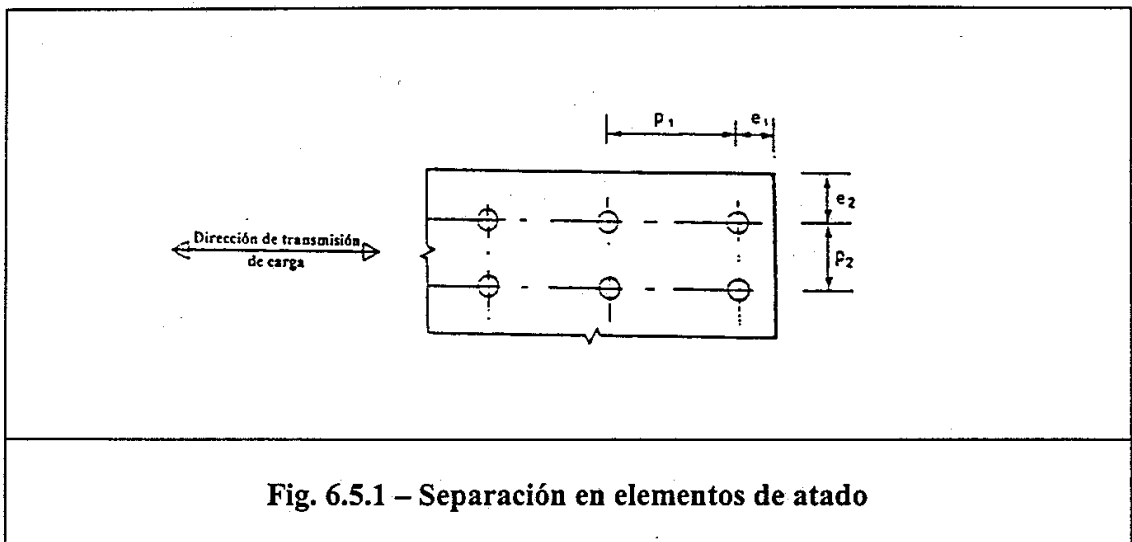
Las distancias establecidas en EC3, se incrementarán si es necesario, para proveer una resistencia a aplastamiento adecuada.

### - Distancias máximas:



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Las distancias máximas al borde no superaran los  $12t$  ó  $150\text{mm}$  (en ambiente agresivo  $40\text{mm}+4t$ ) y la separación entre tornillos,  $14t$  ó  $200\text{mm}$ . Estas separaciones son algo mayores que en MV103.



# ESTRUCTURAS METÁLICAS

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

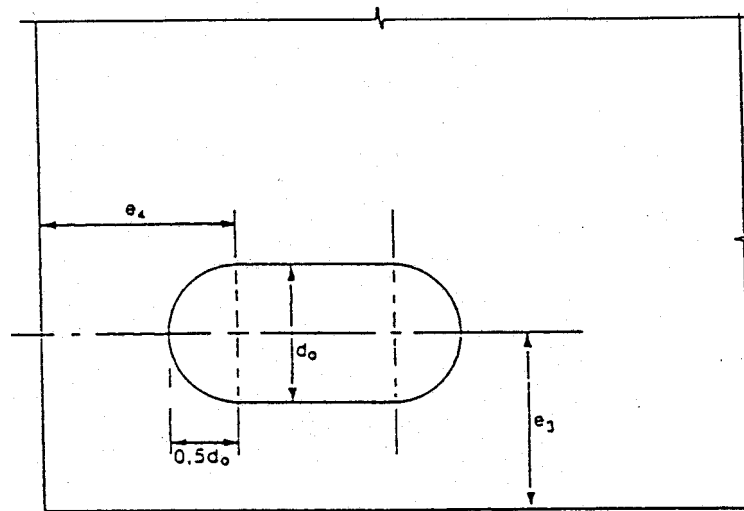
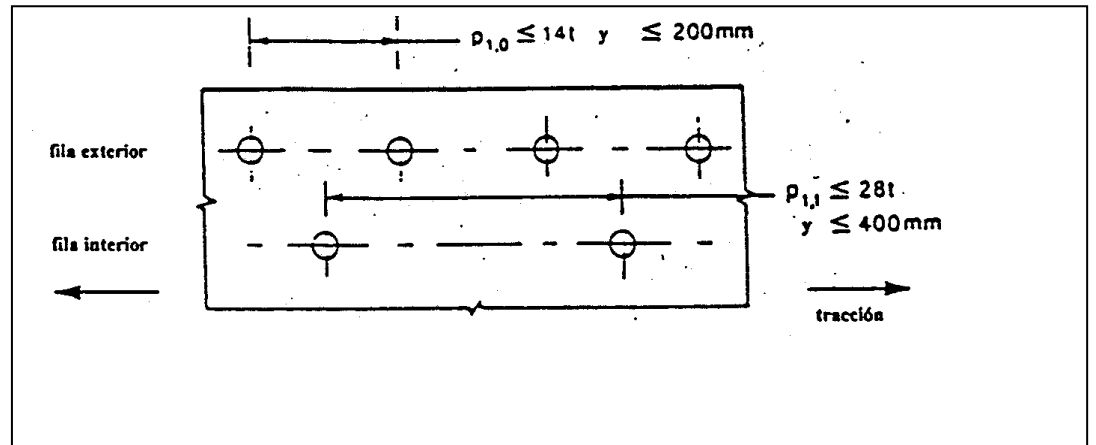


Fig. 6.5.4 – Distancias a los bordes frontal y lateral para agujeros en ranura

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Fig. 9

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### 3.2.- CONSIDERACION DE AGUJEROS EN LA RESISTENCIA DE PIEZAS

En el caso de uniones de elementos a compresión, no es preciso efectuar ninguna deducción, excepto en el caso de agujeros a sobremedida o rasgados.

En el apartado 5.4.3 se indica que para la resistencia de cálculo a tracción de una pieza  $N_{t,Rd}$ , se tomará el valor más pequeño de los dos siguientes:

- Resistencia plástica de la sección bruta:

$$N_{Pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M1} \quad (1)$$

- Resistencia de cálculo de la sección neta:

$$N_{u,Rd} = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} \quad (2)$$

En versiones anteriores del EC3, no aparecía el coeficiente 0.9 que aumenta el conservadurismo.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Si se necesita un comportamiento dúctil (conveniente en general, pero imprescindible si se ha previsto en esta sección la formación de una rótula plástica), es obligatorio que el segundo valor sea mayor que el primero, puesto que así se conseguirá un fallo por plastificación y no por desgarro.

En la MV103 se toma como resistencia de cálculo de una pieza a tracción el valor  $A_{net} f_y$ , algo más pequeño que el anterior.

En flexión no es necesario considerar los agujeros en la zona traccionada cuando se cumpla:

$$0,9 [A_{f \text{ net}}/A_f] \geq [f_y/f_u] [\gamma_{M2}/\gamma_{M0}] \quad (3)$$

y no se tendrá en cuenta en la zona comprimida.

En el cálculo a esfuerzo cortante, no se tendrán en cuenta los agujeros en la almas (es decir se usará  $A_v f_y$ ) siempre que

$$A_{y. \text{ net}} \geq (f_y/f_u) A_v \quad (4)$$

y en caso contrario, se usará un área a cortante eficaz

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$A_{y.net} (f_u/f_y)$$

Dentro del capítulo 6 de EC3, se tratan los casos particulares en el artículo 6.5.2:

1.- El desgarro del extremo del alma en viquetas cuando hay un grupo de taladros, la resistencia última de cálculo a cortante

$$V_{u.Rd} = \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) A_{v,eff} / \gamma_{Mo} \quad (5)$$

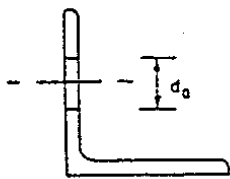
donde  $A_{v,eff}$  es el area efectiva sometida a desgarro y se calcula según figura 4.

2.- Angulares atornillados por un solo ala, la resistencia última de cálculo de la sección neta:

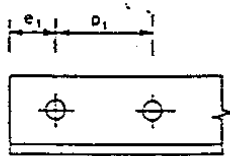
$$N_{U.Rd} = \frac{Area \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6)$$

$$Area = 2 (C_2 - 0,5d_0) t$$

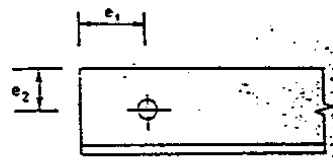
# ESTRUCTURAS METÁLICAS



Area =  $\beta_2$  Anet

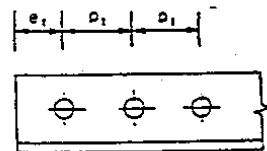


b) 2 tornillos



a) 1 tornillo

Area =  $\beta_3$  Anet



c) 3 tornillos

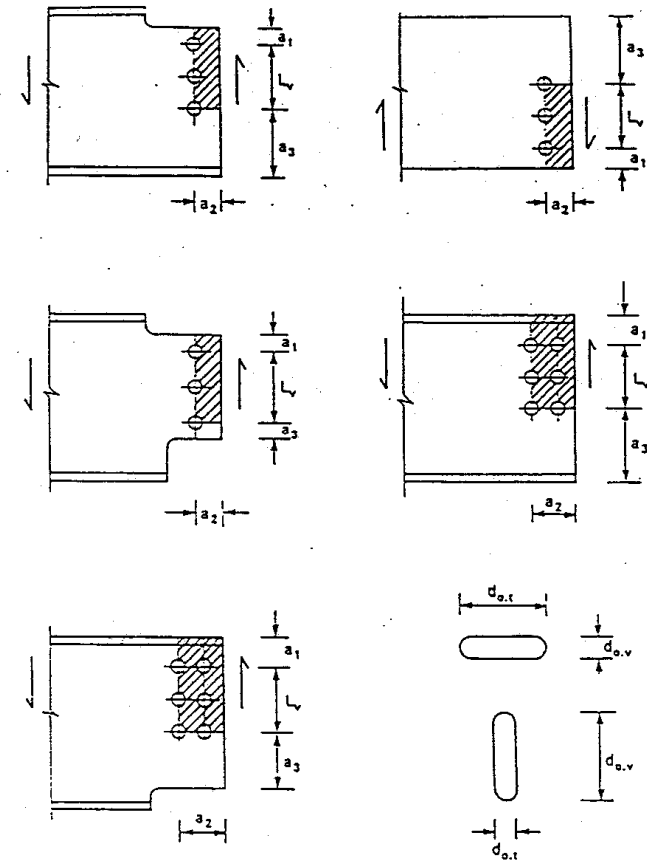


## ESTRUCTURAS METÁLICAS

<b>Tabla 6.5.1</b>			
<b>Coefficientes de reducción <math>\beta_2</math> y <math>\beta_3</math></b>			
Separación	$p_1$	$[ 2,5 d_0$	$/5,0 d_0$
2 tornillos	$\beta_2$	0,4	0,7
3 o más tornillos	$\beta_3$	0,5	0,7

Fig. 10

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 6.5.5 – Área eficaz de desgarro del alma**

$$A_{v,eff} = t L_{v,eff}$$

donde:  $L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$ , pero  $L_{v,eff} \leq L_3$

$$L_1 = a_1, \text{ pero } L_1 \leq 5d$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{o,t}) (f_u/f_y)$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 \quad \text{pero } L_3 [(L_v + a_1 + a_3 - n d_{o,v}) (f_u / f_y)]$$

$n$  = nº de agujeros en la línea sometida a cortadura

$t$  = espesor del alma o casquillo

$k$  = 0,5 para una fila de tornillos

$k$  = 2,5 para dos filas

**Fig.11**

### **3.3.- CATEGORIAS DE UNIONES ATORNILLADAS:**

En el apartado 6.5.3. del EC3, se establecen 5 categorías o clases de uniones atornilladas, las tres primeras A, B y C, son uniones sometidas a esfuerzos normales a los ejes de los tornillos, y las dos últimas D y E, son uniones con los tornillos traccionados.

**CATEGORIA A:** A cortadura y aplastamiento. El EC3 permite que se realicen con tornillos de cualquier calidad, incluso con tornillos de alta resistencia (desde grado 4.6a grado 10.9), no es necesario pretensarlos, o si se hace así, controlar el apriete.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La MV103 no autoriza utilizar tornillos de alta resistencia en estos casos.

CATEGORIA B: Resistencia al deslizamiento en E.L.S. Se realiza la unión con tornillos de alta resistencia pretensados con apriete controlado y superficies de contacto tratadas. En estado límite de servicio (E.L.S) trabajan a rozamiento, pero en estado límite último (E.L.U) pueden deslizarse y trabajar a cortadura y aplastamiento.

La MV103 no contempla esta forma de trabajar, interesante tanto desde el punto de vista técnico como económico.

CATEGORIA C: Resistentes al deslizamiento en E.L.U.

Uniones como las anteriores pero que se las exige que no deslicen tampoco en el E.L.U. La carga última a cortante de cálculo no superará la resistencia de cálculo a deslizamiento, ni la resistencia de cálculo a aplastamiento.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Este tipo de unión es la única que se admite en la MV103 para tornillos de alta resistencia.

CATEGORIA D: Uniones con tornillos sin pretensar.

Se realizan con tornillos sin pretensar de cualquier calidad, incluso de alta resistencia. No se recomienda su empleo en uniones sometidas a fatiga, pudiéndose utilizar en uniones calculadas para resistir cargas ordinarias de viento.

CATEGORIA E: Uniones con tornillos pretensados de alta resistencia. Se utilizan tornillos de alta resistencia con apriete controlados. Se mejora la resistencia a la fatiga dependiendo su mejor comportamiento de las tolerancia y detalles de ejecución.

No es necesario, en uniones de Categoría D y E, ningún tratamiento especial de las superficies en contacto, excepto cuando las uniones E están sometidas a tracción y cortante al mismo tiempo (combinación E-B ó E-C).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

<b>Tabla 6.5.2</b>		
<b>Categorías de uniones atornilladas</b>		
<b>Uniones a cortante</b>		
<b>Categoría</b>	<b>Criterio</b>	<b>Notas</b>
A	$F_{v.Sd} [ F_{v.Rd}$	No se requiere pretensado.
Cortante y aplastamiento	$F_{v.Sd} [ F_{b.Rd}$	Todos los grados de 4.6 a 10.9
B	$F_{v.Sd.ser} [ F_{s.Rd.ser}$	Tornillos pretensados de alta resistencia.
Resistente a deslizamiento	$F_{v.Sd} [ F_{v.Rd}$	No se produce deslizamiento en estado límite de servicio
en estado límite de servicio	$F_{v.Sd} [ F_{b.Rd}$	
C	$F_{v.Sd} [ F_{s.Rd}$	Tornillos pretensados de alta resistencia.
Resistente a deslizamiento	$F_{v.Sd} [ F_{b.Rd}$	No se produce deslizamiento en estado límite último
En estado límite último		
<b>Uniones en tracción</b>		
<b>Categoría</b>	<b>Criterio</b>	<b>Notas</b>
D	$F_{t.Sd} [ F_{t.Rd}$	No se requiere pretensado.
sin pretensado		Todos los grados de 4.6 a

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

		10.9
E  pretensados	$F_{t.Sd} \quad [ \quad F_{t.Rd}$	Tornillos pretensados de alta resistencia
<p>Leyenda:</p> <p><math>F_{v.Sd.ser}</math> = esfuerzo cortante de cálculo por tornillo en estado límite de servicio</p> <p><math>F_{v.Sd}</math> = esfuerzo cortante de cálculo por tornillo en estado límite último</p> <p><math>F_{v.Rd}</math> = resistencia a cortante de cálculo por tornillo</p> <p><math>F_{b.Rd}</math> = resistencia a aplastamiento de cálculo por tornillo</p> <p><math>F_{s.Rd.ser}</math> = resistencia a deslizamiento de cálculo por tornillo en estado límite de servicio</p> <p><math>F_{s.Rd}</math> = resistencia a deslizamiento de cálculo por tornillo en estado límite último</p> <p><math>F_{t.Sd}</math> = esfuerzo axial de cálculo por tornillo en estado límite último</p> <p><math>F_{t.Rd}</math> = resistencia a tracción de cálculo por tornillo</p>		

**Fig.12**

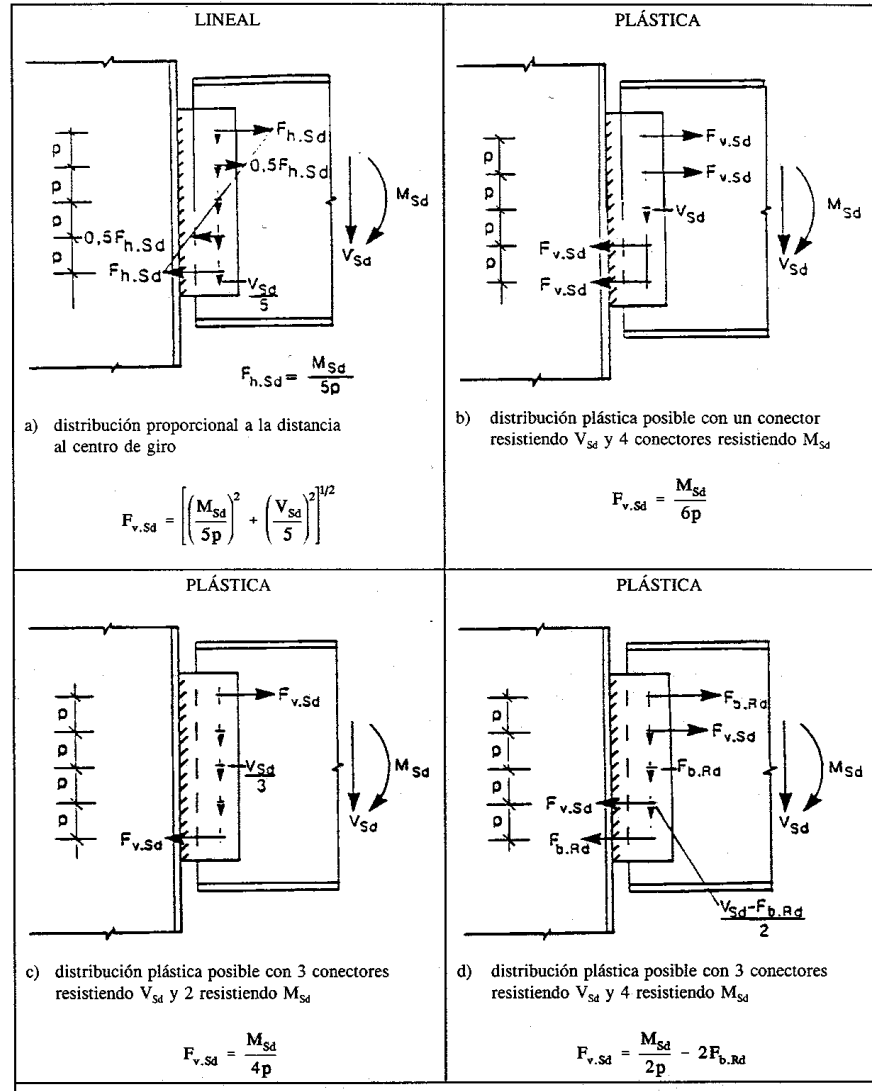
### **3.4.- REPARTO DE ESFUERZOS ENTRE TORNILLOS**

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En el artículo 6.5.4 del EC3, se complementan las reglas generales dadas en 6.1.4 para el reparto de esfuerzos entre los distintos tornillos de una unión. Se obliga a un método lineal, es decir que la fuerza en cada tornillo es proporcional a la distancia al centro instantáneo de giro, en uniones de categoría C o también en las de Categorías A y B, en las que la resistencia de las piezas a aplastamiento es mayor que la de los tornillos a cortadura ( $F_{b,Rd} > F_{v,Rd}$ ).



# ESTRUCTURAS METÁLICAS



No está clara la limitación para el caso de uniones de categoría C (la octava edición del AISC, admite el empleo del método de deformación última en general, reconociendo como conservadora su utilización en uniones de categoría C). La limitación en el caso de las categorías A y B, responde a la razón de que la ductilidad de la unión depende mucho más de la capacidad de deformación plástica de la chapa que de la del tornillo, de un acero de más alto límite elástico en general.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En los demás casos, la distribución de fuerzas internas entre los tornillos en estado límite último, puede ser lineal o de forma plástica, como se ve en la figura A.13.

Es muy interesante destacar, que por primera vez en una norma se hace un reconocimiento explícito de que son posibles varias soluciones para el problema del reparto de esfuerzos entre tornillos.

En principio son posibles cualquiera de las distribuciones dibujadas en la figura A.13, no obstante, de acuerdo con el teorema estático, la más próxima a la real será la que, dado un  $V_{sd}$ , permita el mayor valor para el  $M_{sd}$ , o, dado un valor de  $M_{sd}$ , permita el mayor valor para  $V_{sd}$ .

### **3.5.- RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE UNION**

El EC3 dedica a este tema los apartados 6.5.5 a 6.5.12. Este apartado de resistencia de roblones y tornillos solicitados de distintas formas es clásico en todas las normas, siendo la mayor novedad del EC3 formular la resistencia en función de la carga de rotura ( $f_u$ ) en lugar de hacerlo en función del límite elástico ( $f_y$ ).

### 3.5.1.- Tornillos no pretensados y roblones.

En el E.L.U., el esfuerzo cortante de cálculo  $F_{v,Sd}$  de un tornillo o roblón no superará el menor valor de:

- La resistencia de cálculo a cortante  $F_{v,Rd}$
- La resistencia de cálculo a aplastamiento  $F_{b,Rd}$

El esfuerzo axil de cálculo  $F_{t,Sd}$ , no superará la resistencia a tracción de cálculo  $F_{t,Rd}$  del tornillo o roblón.

La resistencia a cortadura ( $F_{v,Rd}$ ) por cada plano de corte es:

$$F_{v,Rd} = \frac{Kf_{ub}A}{\gamma_{Mb}} \quad (A.7)$$

que habrá que multiplicar por el número  $n$  de planos de corte. En la fórmula (A.7)  $K=0,6$  en general y de valor  $0,5$  para tornillos con grado de resistencia 4.8, 5.8, 6.8 y 10.9 si el plano de corte pasa por la zona roscada.  $A$  es el área resistente a tracción del tornillo ( $A_s$ ), el área del agujero del roblón ( $A_o$ ), o el área de la sección transversal neta del tornillo ( $A$ ), si el plano de corte pasa por la zona roscada.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Hay que recordar, que la MV103 no permite que el plano de corte pase por la zona roscada del tornillo, lo que obliga a usar varias longitudes para un mismo diámetro de tornillo, con las consiguientes complicaciones de acopio y definición en obra.

La MV103 da como valor de la resistencia a cortadura el valor  $0,65\sigma_t A$ , por lo que la relación entre los valores de ambas normas (EC3/MV103) es de 1,23 para tornillos de calidades 4.6 y 5.6. Para tornillos de calidades 8.8, será de 0.925 y para la calidad 10.9 de 0.82 (No obstante el EC3 no es mas conservador, puesto que la MV103 no admite tornillos de alta resistencia trabajando en uniones de clase A).

- La Resistencia a aplastamiento ( $F_{b,Rd}$ ) es:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}} \quad (8)$$

donde  $\alpha$  es el menor de:

$$\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1, 0 \quad (9)$$

$d$  es el diámetro del tornillo y  $d_0$  el del agujero.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En la tabla 6.5.4 se dan expresiones simplificadas en función del diámetro del tornillo y de las distancias al borde frontal ( $e_1$ ) y entre tornillos ( $p_1$ ).

Como indica el prof. Quintero , las principales diferencias con la MV103 son:

- No se hacen diferencias entre roblones y tornillos.
- No aparecen explícitamente los tornillos calibrados, si hay que usarlos (y la razón que se da en EC3 es evitar el deslizamiento de la unión, apartado 6.3 (2)), se calcularán como los no calibrados.
- Como ya se ha indicado se usa la carga de rotura ( $f_u$ ) y no el límite elástico ( $f_y$ ).
- El valor de la resistencia depende de  $e_1$ ,  $p_1$  y de la relación entre las cargas de rotura del tornillo o roblón ( $F_{ub}$ ) y de las piezas a unir ( $f_u$ ).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

**Tabla 6.5.4**

**Resistencia de cálculo a aplastamiento**

Valores conservadores para tornillos con agujeros de holgura estándar (véase 7.5.2) con  $\gamma_{Mb} = 1,25$

Clase nominal de aplastamiento	Dimensiones Mínimas		Resistencia de cálculo a aplastamiento
	$e_1$	$p_1$	$F_{b,Rd}$
Baja	1,7 d	2,5 d	$1,0 f_u d t^*)$
Media	2,5 d	3,4 d	$1,5 f_u d t^*)$
Alta	3,4 d	4,3 d	$2,0 f_u d t^*)$

\*) pero  $F_{b,Rd} [ 2,0 f_{ub} d t$

\* La resistencia a tracción, se tomará como el menor valor de:

$$F_{t,Rd} = \frac{k f_{ub} A_S}{\gamma_{Mb}} \quad (10)$$

donde k vale 0.9 para tornillos y 0.6 para roblones. A es el área resistente para los tornillos y del agujero para los roblones.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- La resistencia a punzonamiento de cálculo entre la cabeza del tornillo y la fuerza  $F_{p,Rd}$  dada por:

$$F_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{Mb} \quad (11)$$

donde  $t_p$  es el espesor de la placa bajo la cabeza del tornillo o bajo la tuerca y  $d_m$  es la menor de las medias entre caras y entre vértices de la cabeza del tornillo o la tuerca.

Si el tornillo o roblón tiene cabeza avellanada, el valor dado por (11) se reducirá un 30%.

\* Los tornillos solicitados a cortante y axil al mismo tiempo, deberán cumplir además:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (12)$$

### **3.5.2.- Tornillos pretensados.**

La Resistencia al deslizamiento viene dada por:

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$$F_{S.Rd} = \frac{K_s n \mu}{\gamma_{MS}} F_{P.Cd} \quad (13)$$

donde, el esfuerzo de pretensado de cálculo es:

$$F_{p.cd} = 0.7 f_{ub} A_S \quad (14)$$

$f_{ub}$  es la carga de rotura del material del tornillo y  $A_S$  es su área resistente a tracción.

Los valores obtenidos de (14) son superiores a los obtenidos con MV103 (7.5.9).

$K_s$ : depende del tipo de taladro empleado, valiendo 1.0 para taladros normales, y 0.85 para agujeros a sobremedida o rasgados cortos y 0.7 para agujeros rasgados largo.

$n$  y  $\mu$  son, al igual que en MV103, el número de secciones en contacto entre las chapas que componen la unión y el coeficiente de rozamiento respectivamente.

$\gamma_{MS}$  es el coeficiente parcial de seguridad para resistencia a deslizamiento y toma el valor 1.25 para E.L.U. y 1.1 para E.L.S. Si los taladros son a sobremedida o



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

rasgados con eje paralelo a la dirección de transmisión de carga, se calcularán como Categoría C, es decir resistentes al deslizamiento en E.L.U., tomando en este caso  $\gamma_{MS} = 1.4$ .

$\mu$  es el valor del coeficiente de rozamiento y son:

$\mu = 0.5$  para superficies de Clase A.

$\mu = 0.4$  para superficies de Clase B.

$\mu = 0.3$  para superficies de Clase C.

$\mu = 0.2$  para superficies de Clase D.

Se pueden clasificar los siguientes tratamientos superficiales sin necesidad de ensayos:

### CLASE A:

- Superficies limpiadas por chorro de arena o granalla con eliminación de partes oxidadas, sin picaduras.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- Superficies limpiadas con chorro de arena o granalla y metalizadas con aluminio proyectado.
- Superficies limpiadas con chorro de arena o granalla y metalizadas con una chapa de un compuesto a base de cinc que garantiza un  $\mu$  no menor de 0,5.

### CLASE B:

- Superficies limpiadas con chorro de arena o granalla y pintadas con un silicato alcalino de cinc que produzca una capa de espesor 50-80  $\mu\text{m}$

### CLASE C:

- Superficies limpiadas con cepillos metálicos o por limpieza con llama, con eliminación de partes oxidadas.

### CLASE D:

- Superficies no tratadas.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

### 2.5.3.- Otros casos:

En 6.5.8.4 se estudia el caso de uniones resistentes al deslizamiento que además están sometidas a un esfuerzo axial  $F_t$ , es decir que se podrían denominar B+E o C+E. La resistencia al deslizamiento en servicio y/o en E.L.U., es la que se obtendría disminuyendo el esfuerzo de pretensado en el 80% de la tracción exterior.

En 6.5.9 se indica que hay que incluir en la tracción los esfuerzos de palanca producidos por la flexibilidad de las chapas frontales, por tanto dicho esfuerzo dependerá de la rigidez relativa y proporciones paramétricas de los componentes de la unión.

En 6.5.10 se estudia la resistencia de las Uniones Largas (aquellas en que la separación entre tornillos extremos en la dirección de transmisión del esfuerzo ( $L_j$ ) es mayor que 15d). En este caso, la resistencia a cortante de cálculo  $F_{V,ld}$  calculada como se indicó previamente (6.5.5 o 6.5.3 del EC3), se reducirá multiplicándola por:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad \text{pero } 0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0 \quad (15)$$

Según (Nota 1) resulta prudente no colocar más de 5 tornillos en fila (siguiendo la regla dada en MV103), especialmente si son de calidad 10.9, en uniones A y B.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

En 6.5.11 se tratan las uniones con un solo tornillo, no recomendables y de hecho prohibidas en MV103 (excepto en celonas ligeras y elementos secundarios), limitando la resistencia al aplastamiento al valor:

$$F_{b,Rd} [1,5 f_u dt / \gamma_{Mb} \quad (16)$$

Por último, en 6.5.12 se estudia el caso de uniones en que se han dispuesto forros. La resistencia calculada como si no hubiese forros (6.5.5 o 6.5.6 del EC3), se reducirá, multiplicando su valor por:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \quad \text{pero } \beta_p [1 \quad (17)$$

donde  $t_p$  es el espesor del forro más grueso, y si  $t_p < d/3$  se tomará  $\beta_p = 1.0$ .

## 4.- UNIONES CON BULONES

En primer lugar, hay que señalar que si no es preciso que el bulón gire, la unión se tratará como atornillada con un sólo tornillo.

La geometría estará de acuerdo con las disposiciones de la figura 14, tabla dividida en dos partes, una primera en la que se determina la geometría de la orejeta partiendo del espesor, y en la segunda al revés.

Además, hay que comprobar que el esfuerzo de cálculo es menor que:

- El cortante que puede resistir el bulón

$$F_{v,Rd} = 0.6 A f_{up} / \gamma_{Mp} \quad (18)$$

- El aplastamiento entre la placa y el bulón

$$F_{b,Rd} = 1.5 t d f_y / \gamma_{Mp} \quad (19)$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

También, el momento en la sección central del bulón,  $M_{Sd}$ , debe ser menor que el momento que es capaz de resistir  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = 0.8 W_{el} f_{yp} / \gamma_{Mp} \quad (20)$$

donde  $W_{el}$  es el módulo resistente elástico del bulón y  $f_y$  su límite elástico.

El momento  $M_{Sd}$  se calcula según la figura A.15, en que se supone la carga en la orejeta central repartida uniformemente en el espesor de la misma y las reacciones de las laterales concentradas en la mitad de su espesor.

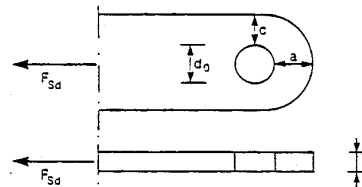
En los casos en que exista flexión y cortante combinados en la misma sección, se aplicará

$$\left[ \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (21)$$

**Tabla 6.5.6**

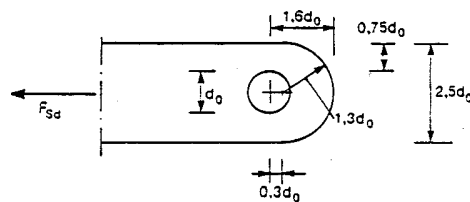
**Condiciones geométricas para chapas unidas con bulones**

Tipo A: Espesor  $t$  dado



$$a \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2t f_y} + \frac{2d_0}{3} \quad ; \quad c \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{2t f_y} + \frac{d_0}{3}$$

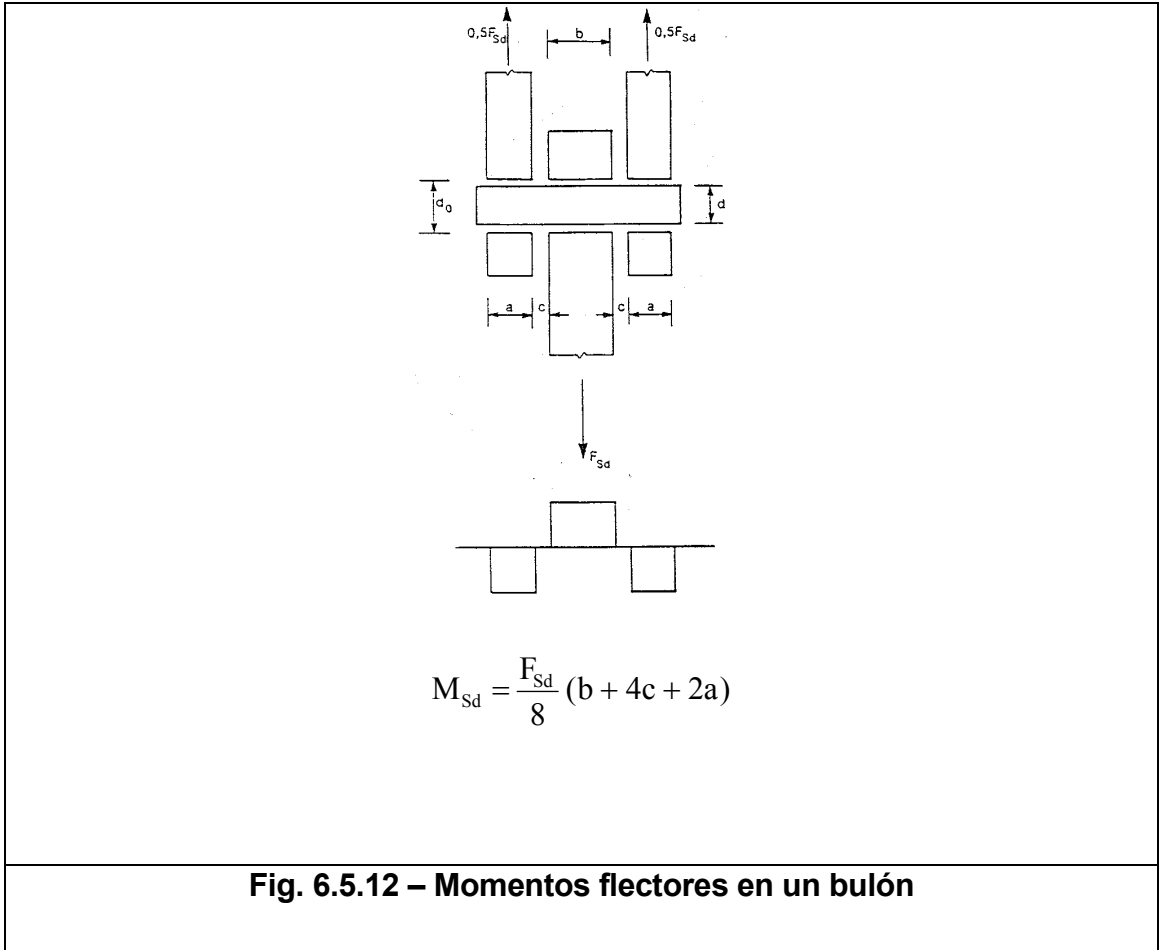
Tipo B: Geometría dada



$$t \geq 0,7 \left[ \frac{F_{Sd} \gamma_{Mp}}{f_y} \right]^{\frac{1}{2}} \quad ; \quad d_0 \leq 2,5t$$

**Fig.14**

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 6.5.12 – Momentos flectores en un bulón**

**Fig.15**

## **5.- UNIONES SOLDADAS**

La soldadura ha sido, durante mucho tiempo, el método más utilizado para realizar las uniones de piezas de acero y, siguiendo al Profesor Quintero 15, hay que indicar

---

15 Quintero F., Cudós V., ESTRUCTURAS METÁLICAS. UNIONES. U.D.2I. UNED. ESCUELA DE LA EDIFICACIÓN, 1988.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

que es mucho más importante, desde cualquier punto de vista, ejecutar correctamente una soldadura, que calcularla por procedimientos más o menos rigurosos.


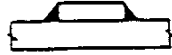









### **5.1.- TIPOS Y DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS**

En la figura 16 se incluye la tabla 6.6.1 del EC3, en la que se puede ver la clasificación de los cordones de soldadura.

#### **5.1.1.- Soldadura de ángulo**

Se utiliza para unir elementos cuyas caras formen ángulos comprendidos entre  $60^\circ$  y  $120^\circ$ . Para ángulos superiores a  $120^\circ$  no se considerará que los cordones de ángulo puedan transmitir esfuerzos y para ángulos inferiores a  $60^\circ$ , se considerarán cordones de soldadura a tope con penetración parcial.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tabla 6.6.1			
Tipos comunes de uniones soldadas			
Tipo de Soldadura	Tipo de unión		
	Unión a tope	Unión a tope en T	Unión de solape
Soldadura en ángulo			
Soldadura de ojal (o en ranura)  (con agujeros circulares o rasgados)			
Soldadura a tope con penetración completa *)	 <p>Sencilla en V</p>  <p>En doble V</p>  <p>Sencilla en U</p>  <p>En doble U</p>	 <p>Chafán sencillo</p>  <p>Chafán doble</p>  <p>Sencilla en J</p>  <p>En doble J</p>	

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

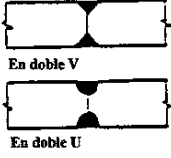

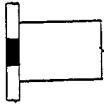
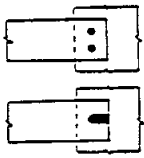
Soldadura a tope con penetración parcial *)	 <p style="text-align: center;">En doble V</p> <p style="text-align: center;">En doble U</p>	 <p style="text-align: center;">Chafán doble</p>	
Soldadura de tapón  (con agujeros circulares o rasgados)			
Soldadura con bordes curvos (groove)	Veanse las figuras 6.6.3 y 6.6.4 del E.C.3		
*) Las soldaduras a tope pueden, a veces, realizarse sin achaflanado de los bordes			

Fig.16

Los cordones deberán, si es posible, prolongarse rodeando las esquinas, con el mismo espesor de garganta y longitud de 2 veces dicho espesor, siempre que se pueda realizar la prolongación en el mismo plano. Esto se indicará en los planos.

Los cordones discontinuos no se utilizarán en ambientes corrosivos y en la figura A.17, se pueden ver las limitaciones sobre su disposición, debiéndose tener

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

presente que la distancia libre se mide entre trozos consecutivos de cordón, estén o no en el mismo lado, y que siempre se dispondrá una longitud de cordón en los extremos.

No se utilizará un solo cordón cuando aparezcan momentos flectores respecto a su eje longitudinal, si produce tracción en la raíz del cordón, y si se usa para transmitir esfuerzos perpendiculares a su eje longitudinal se considerará la excentricidad del cordón (respecto a la línea de acción del esfuerzo a transmitir).

Tratará de evitarse que pueda producirse desgarro laminar como consecuencia de tracciones perpendiculares a la superficie del elemento (sobre todo para espesores superiores a 15mm) considerando el procedimiento de soldadura, las propiedades del material en dirección de su espesor y el detalle de la unión (ver figura 18).

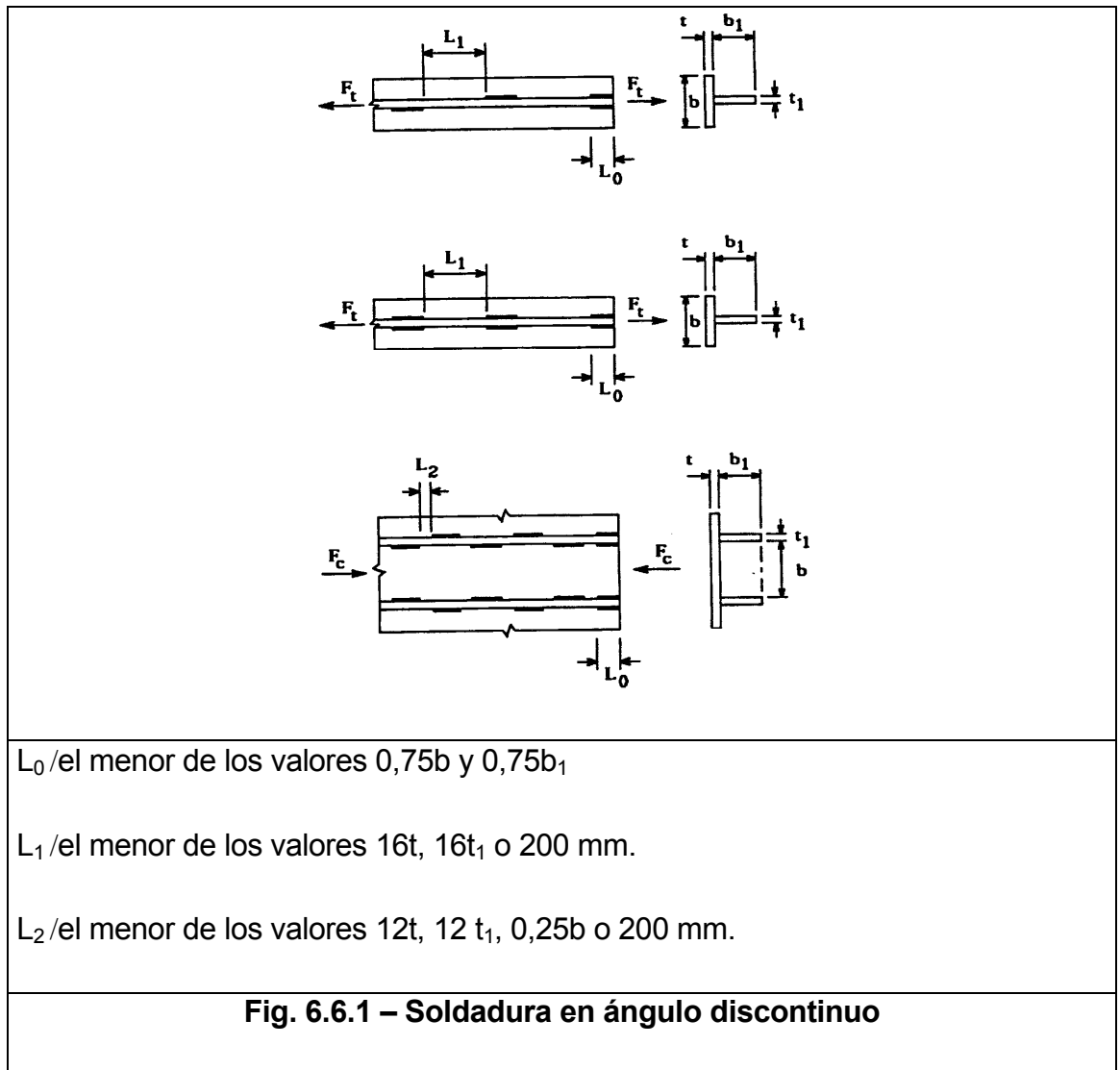


Fig.17

a)

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

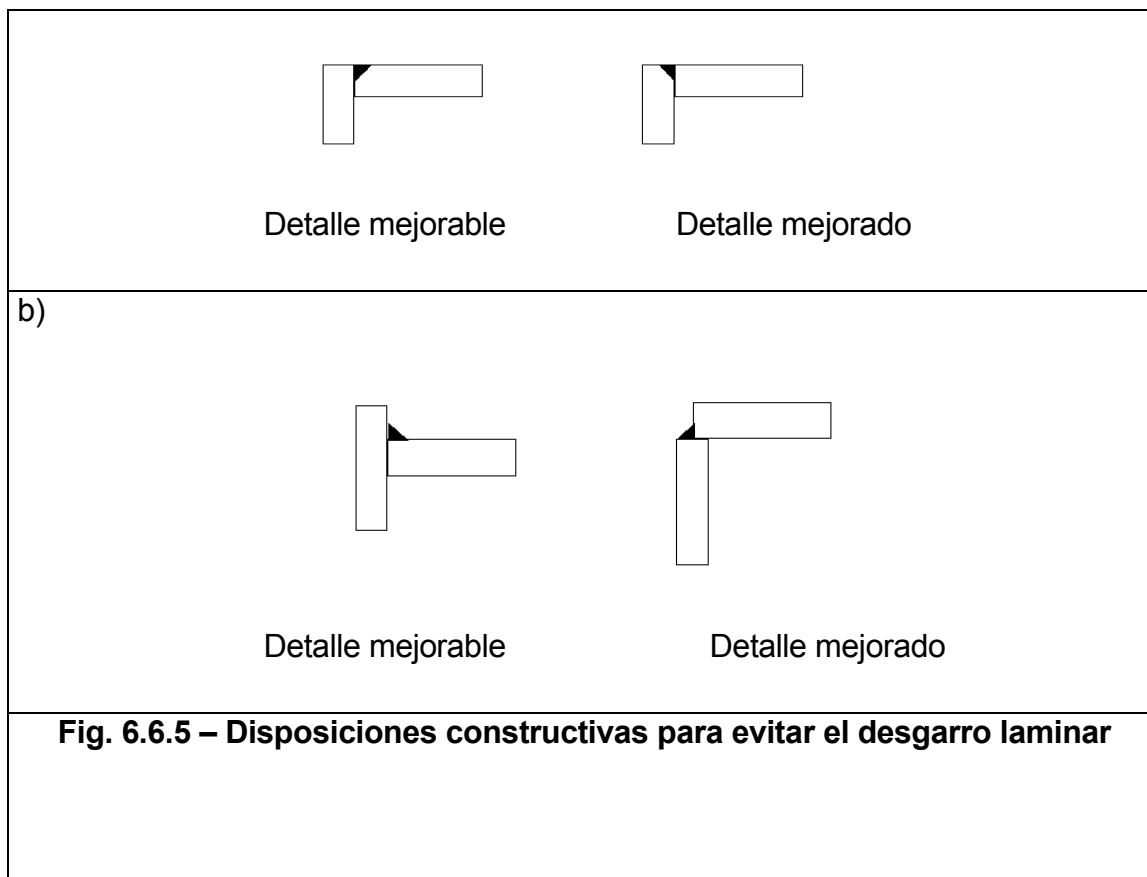


Fig.18

5.1.2.- Soldadura en ranura (cordones en ángulo en agujeros circulares o alargados) y tapón (rellenando con soldadura agujeros circulares o alargados, con distancia entre centros de agujeros menor o igual que la necesaria para evitar pandeo local).

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

Se utilizará únicamente para transmitir esfuerzos cortantes o para evitar el pandeo o separación de los elementos solapados, debiendo ser el diámetro del agujero o anchura de la ranura (cuyos extremos deben ser semicirculares) no menor que cuatro veces el espesor del elemento, para soldadura en ranura, y 8mm mayor que el espesor del elemento que contenga la soldadura en tapón.

El espesor de los tapones será igual al de la chapa para espesores de esta de hasta 16mm y la mitad (aunque no menor de 16mm), para espesores de chapa superiores.

### **5.1.3.- Soldadura a tope**

Si se produce una fusión entre el material base y el de aportación en todo el espesor de la unión, se dice que la penetración es completa, considerándose parcial si es inferior.

No se puede utilizar soldadura discontinua.

Los cordones de soldadura a tope con penetración parcial, tienen las mismas limitaciones que se han indicado para un solo cordón en ángulo.

# ESTRUCTURAS METÁLICAS

## **5.2.- RESISTENCIA DE LOS CORDONES**

### **5.2.1.- Espesor de garganta.**

El espesor de garganta, “a”, de un cordón de soldadura de ángulo es la altura del mayor triángulo que se puede inscribir dentro de las caras de fusión y la superficie del cordón, medido perpendicularmente a la cara exterior, pudiéndose tener en cuenta un espesor adicional en el caso de penetración (Figura 19). Aunque en la MV el espesor de garganta es la altura del mayor triángulo isósceles inscriptible en la sección del cordón, la diferencia con la definición anterior es pequeña.

En el caso de cordones de soldadura a tope con penetración parcial, el espesor de garganta es la profundidad de la penetración que se pueda conseguir de forma estable (se determina por ensayos), o si hay preparación U,V, J o recto de bordes, el canto nominal de la preparación menos 2.-mm, si no se puede justificar otro valor superior.

El espesor de garganta eficaz de cordones de soldadura de bordes curvados en tubos rectangulares o barras, se determinará mediante ensayos, considerando las

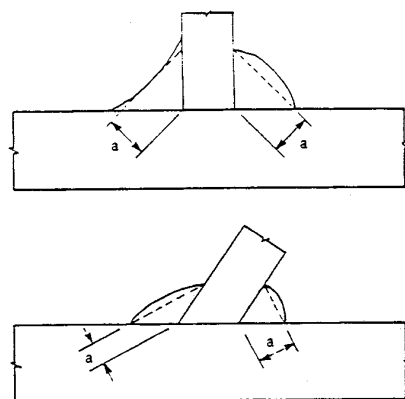


## ESTRUCTURAS METÁLICAS

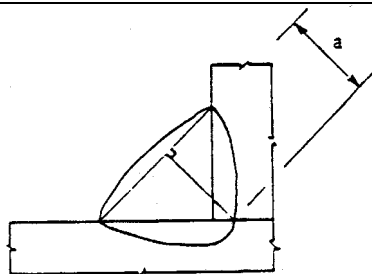
condiciones de ejecución de manera que se garantice que se conseguirá durante la construcción.

Para el caso de uniones a tope en T, ver punto 5.2.4.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig. 6.6.6 – Espesor eficaz de garganta de soldaduras en ángulo**



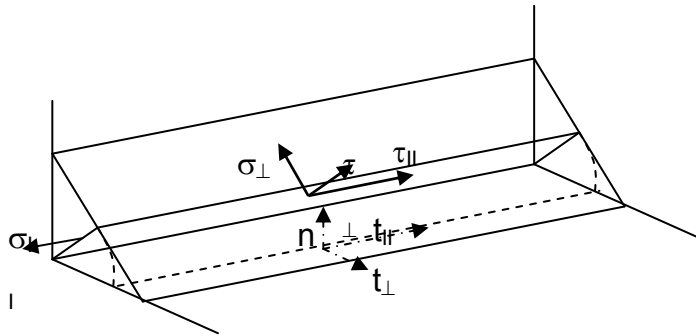
**Fig. 6.6.7 – Espesor eficaz de garganta de soldadura  
en ángulo de penetración profunda**

**Fig.19**

La distribución de tensiones se supone uniforme sobre la sección de garganta, lo que conduce a las tensiones siguiente (ver figura 20):

- $\sigma_t$       tensión normal perpendicular a la garganta.
- $\sigma_{11}$     tensión normal paralela al eje de la soldadura.
- $\tau_t$               tensión tangencial perpendicular al eje de la soldadura.
- $\tau_{11}$     tensión tangencial paralela al eje de la soldadura

# ESTRUCTURAS METÁLICAS



**Fig.20**

En algunos casos es conveniente abatir el plano de garganta sobre uno de los planos a unir, así:

$$\frac{\sqrt{2}}{2}(\sigma_{\perp} + \tau_{\perp}) = n \qquad \sigma_{\perp} = \frac{1}{\sqrt{2}}(n - t_{\perp}) \qquad (22)$$

$$\frac{\sqrt{2}}{2}(-\sigma_{\perp} + \tau_{\perp}) = t_{\perp} \qquad \tau_{\perp} = \frac{1}{\sqrt{2}}(n + t_{\perp})$$

$$\tau_{11} = t_{11}$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

No se deben emplear valores muy pequeños de espesor de garganta, fijando el EC3 un mínimo para soldadura en ángulo de 3 mm. Es lógico que sea así ya que:

- No se pueden obtener espesores menores con los procedimientos normales de soldeo.

- Porque si es demasiado pequeño, necesita poco calor para ser depositados, calor que por tanto se difunde rápidamente por el metal base, lo que hace que se enfríe rápidamente la zona afectada por el calor (temple) produciéndose martensita que es muy dura pero frágil, lo que puede conducir a la aparición de grietas.

- Parece lógico que las uniones sean capaces de absorber, como mínimo, una parte importante de los esfuerzos que son capaces de transmitir las piezas que unen. En el caso de tornillos se recomienda en la MV un valor de 1/3, indicándose en (ver nota 2), la conveniencia de adoptar este mismo criterio para uniones soldadas.

- Para que rompa antes el metal base que la soldadura se puede adoptar:

- $a = 0.4 t$  si solo está sometido a cortante

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

-  $a = 0.6 t$  si tienen axiles y se usa el criterio de Von Mises.

### 5.2.2 Soldadura en ángulo y a tope con penetración parcial.

Lo usual es que las normas vigentes admitan que un cordón de soldadura en ángulo agote su capacidad resistente, cuando una determinada función del estado tensional, llamada tensión de comparación, alcanza el valor de la tensión última del metal base

$$\sigma_{co} = f(\sigma_{\perp}, \sigma_{11}, \tau_{\perp}, \tau_{11}) = \beta \sqrt{\alpha \sigma_{11}^2 + k[\sigma_{\perp}^2 + \lambda(\tau_{\perp}^2 + \tau_{11}^2)]} \quad (23)$$

Los coeficientes  $(\alpha, \beta, k, \lambda)$  se ajustan experimentalmente mediante ensayos en que se alcanza la rotura, por todo ello, no tiene sentido trabajar en “tensiones admisibles” cuando se utilicen fórmulas de este tipo en el cálculo (fórmula deducida en agotamiento), sino que deben usarse métodos de cálculo en agotamiento (estados límite).

Antes se ha indicado que se compara con la tensión última del metal base, lo cual suele ser más determinante. No obstante, la rotura se suele producir en la garganta,

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

porque el metal base en la zona próxima al cordón, sufre un tratamiento térmico durante el soldeo que le endurece y aumenta su carga de rotura.

En la MV se utiliza como coeficiente  $\lambda = 1,8$ , lo que hace que formula (23), resulte:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 1,8(\tau_{\perp}^2 + \tau_{11}^2)} \quad (24)$$

En el EC3 se admiten dos métodos:

- METODO I (ANEXO M)

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{11}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{MW}} \quad (25)$$

$$\sigma_{\perp} < \frac{f_u}{\gamma_{MW}}$$

En la que:

$F_u$  - es la resistencia última nominal a tracción de la pieza más débil de la unión.

$\gamma_{MW}$  - es el coeficiente parcial de seguridad de las propiedades del material.

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

$\beta_w$  - coeficiente de correlación, dado en la siguiente tabla:

<b>TIPO ACERO</b>	<b><math>f_u</math> (Resistencia Tracción) (N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\beta_w</math></b>
<b>ENV 10025:</b>		
Fe 360	360	0.8
Fe 430	430	0.85
Fe 510	510	0.9
<b>ENV 10113</b>		
Fe E275	390	0.8
Fe E355	490	0.9



## ESTRUCTURAS METÁLICAS

- METODO II

Es el correspondiente al americano de la máxima tensión tangencial, siguiendo el criterio de Tresca, se admite que el cordón se agota cuando en el punto más desfavorable del mismo, se alcanza una tensión tangencial igual a un cierto valor obtenido experimentalmente.

El criterio en el E.C.3 es: que la resultante (por unidad de longitud) de todas las fuerzas transmitidas por el cordón debe ser menor que  $F_{w.Rd}$  (resistencia de cálculo).

Para cualquier orientación del cordón, la resistencia de cálculo se define como:

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} a \quad (26)$$

donde  $f_{vw.d}$  es la resistencia a cortante de cálculo:

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{MW}} \quad (27)$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

definidas anteriormente.

### **5.2.3. Soldadura a tope con penetración total.**

El la resistencia de cálculo de la más débil de las piezas de la unión, siempre que la soldadura se realice con un electrodo adecuado que proporcione un límite elástico mínimo y una resistencia a la tracción mínima no menor que la requerida para el material base.

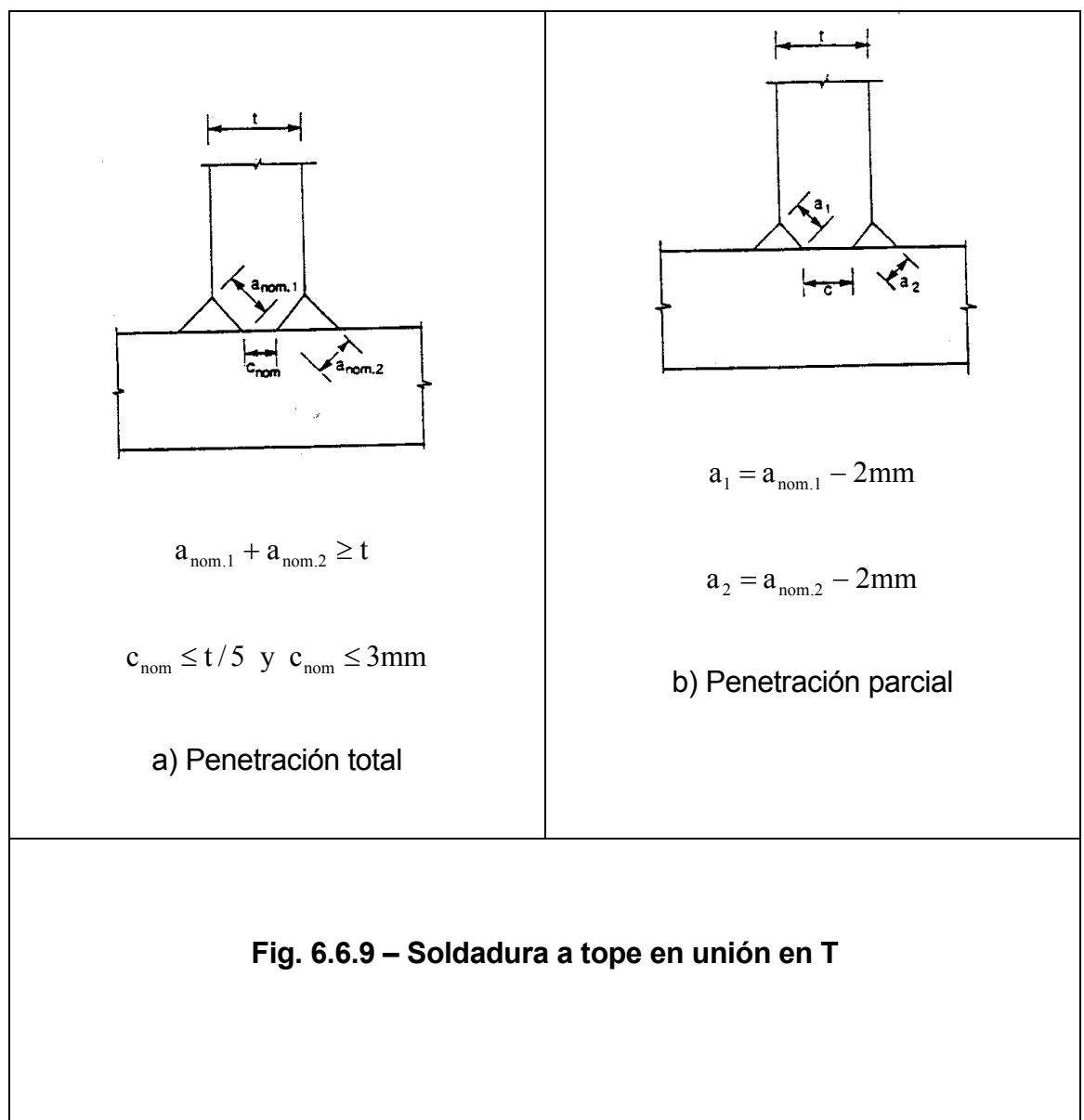
### **5.2.4. Uniones a tope en T.**

En el caso a) de la figura 21, la unión se puede comprobar como una soldadura a tope de penetración total.

Si no se cumplen los anteriores requisitos, se calculará la resistencia como los cordones de soldadura de ángulo con penetración, tomándose lo indicado en figura

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

21b) como espesores de garganta (si no se pueden justificar mediante ensayos valores mayores).



# ESTRUCTURAS METÁLICAS

Fig.21

## 5.2.5. Soldadura de tapón

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} \cdot A_w \quad (28)$$

donde  $f_{vw.d}$  es la resistencia a cortante de cálculo de la soldadura (A.27), y  $A_w$  el área del agujero.

Las soldaduras en ranura, deben considerarse como soldaduras en ángulo.

## 5.2.6.- Reducciones

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

La longitud eficaz de un cordón de soldadura de ángulo, será la longitud total del cordón, incluyendo los cráteres extremos, no realizándose ninguna reducción si el espesor de garganta es el nominal a todo lo largo. Si la longitud resulta menor de 40mm o que 6 veces el espesor de garganta, no se tendrá en cuenta en la transmisión de esfuerzos.

La rigidez de los elementos unidos puede afectar a la distribución de tensiones a lo largo del cordón, para lo que el EC3 propone reducir la resistencia de cálculo en los casos siguientes:

### a) Uniones largas

En uniones por solape, la resistencia de cálculo de los cordones de soldadura de ángulo, multiplicándola por un coeficiente  $\beta_{LW}$  dado por:

$$\text{Longitudes} > 150a \quad \beta_{LW.1} = 1.2 - 0.2 L_j / (150a) \quad [1.- \quad (A.29)$$

donde  $L_j$  es la longitud total del solape en la dirección del esfuerzo.

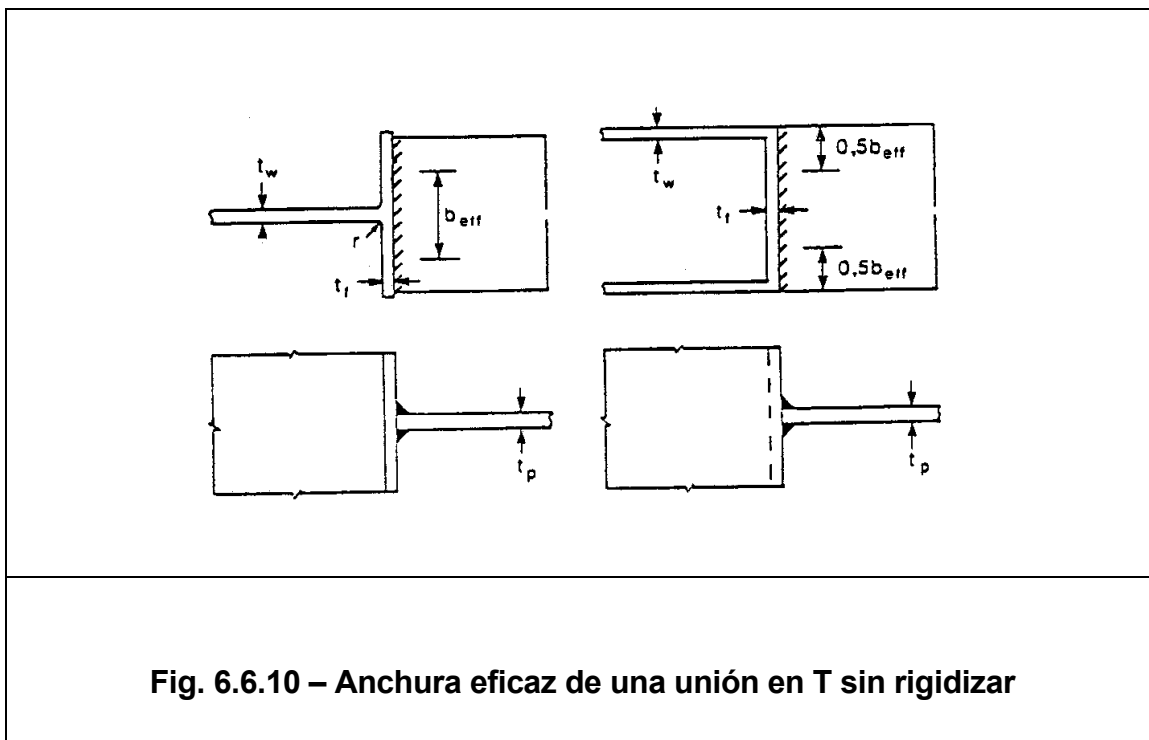
$$\text{Longitudes} > 1.7m \Rightarrow 0.6 \quad \beta_{LW.2} = 1.1 - L_w/17 \quad [1.- \quad (30)$$

## ESTRUCTURAS METÁLICAS

donde  $L_w$  es la longitud en metros del cordón.

b) Uniones a alas no rigidizadas.

En uniones en T de una chapa a las alas no rigidizadas de perfiles en I, H o secciones en cajón, se tomará una anchura reducida tanto para el material base como para los cordones de soldadura.



## ESTRUCTURAS METÁLICAS



Fig.22

- En perfiles I ó H:

$$b_{\text{eff}} = t_w + 2r + 7t_f \quad \text{pero} \quad b_{\text{eff}} \leq t_w + 2r + 7 \frac{t_f^2}{t_p} \frac{f_4}{f_{yp}} \quad (31)$$

donde:  $f_y$  es la resistencia de cálculo del elemento.

$f_{yp}$  es la resistencia de cálculo de la chapa.

Si  $b_{\text{eff}} < 0,7b$  se debe rigidizar la unión.

- En perfiles en cajón:

$$b_{\text{eff}} = 2t_w + 5t_f \quad \text{pero} \quad b_{\text{eff}} \leq 2t_w + 5 \frac{t_f^2}{t_p} \frac{f_y}{f_{yp}} \quad (32)$$