

*PUBLICACIONES DIGITALES ANDECE*

GUÍA DE DISEÑO DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS  
PREFABRICADAS DE HORMIGÓN BAJO ACCIONES SÍSMICAS

EDICIÓN 2013



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL  
DE LA INDUSTRIA DEL  
PREFABRICADO DE HORMIGÓN



JRC SCIENTIFIC AND POLICY REPORTS

# GUÍA DE DISEÑO DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN BAJO ACCIONES SÍSMICAS

*Paolo Negro and Giandomenico Toniolo*  
Editors  
2012



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

## OBJETO DEL DOCUMENTO



Este documento presenta un conjunto de directrices prácticas para el dimensionamiento de conexiones mecánicas de elementos prefabricados de hormigón sometidos a acciones sísmicas. Como resultado final del proyecto SAFecast, este documento cubre todos los tipos de conexiones que fueron estudiadas, ensayadas y modelizadas numéricamente.

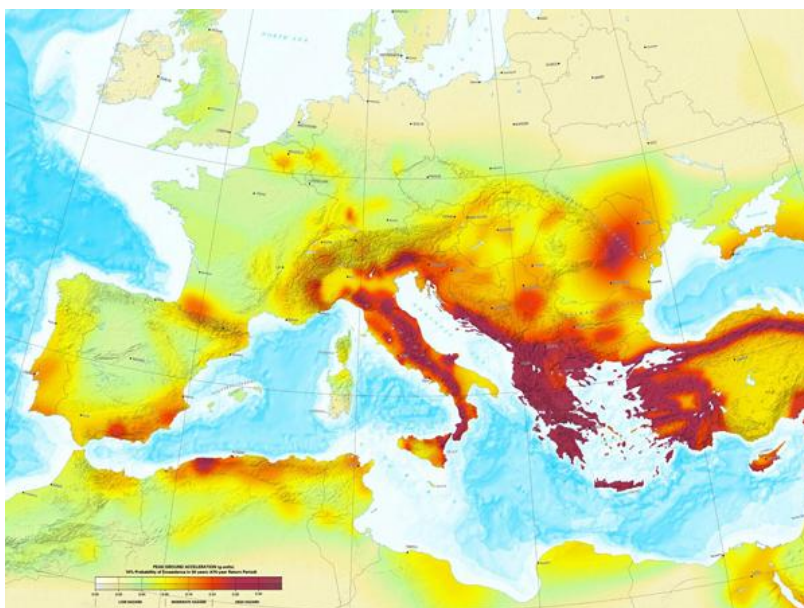
Estas directrices se proporcionan además para definir las acciones utilizadas en el dimensionamiento, y pueden ser utilizadas como referencia para el dimensionamiento de conexiones de estructuras prefabricadas de hormigón bajo acciones sísmicas, aunque no existan normas específicas ni disposiciones reglamentarias.

No obstante, estas directrices no cubren el caso específico de las conexiones de paneles de fachada, ya que es un problema que puede merecer un estudio específico más exhaustivo y puede ser el objetivo de un futuro proyecto de investigación.



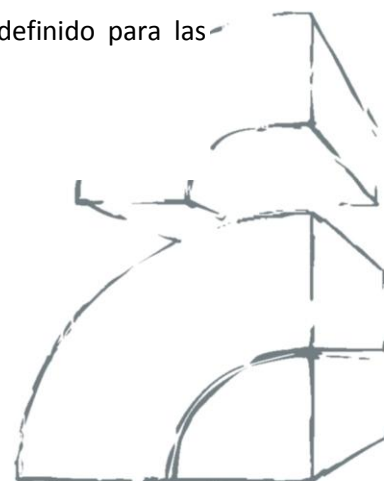
**PRÓLOGO**

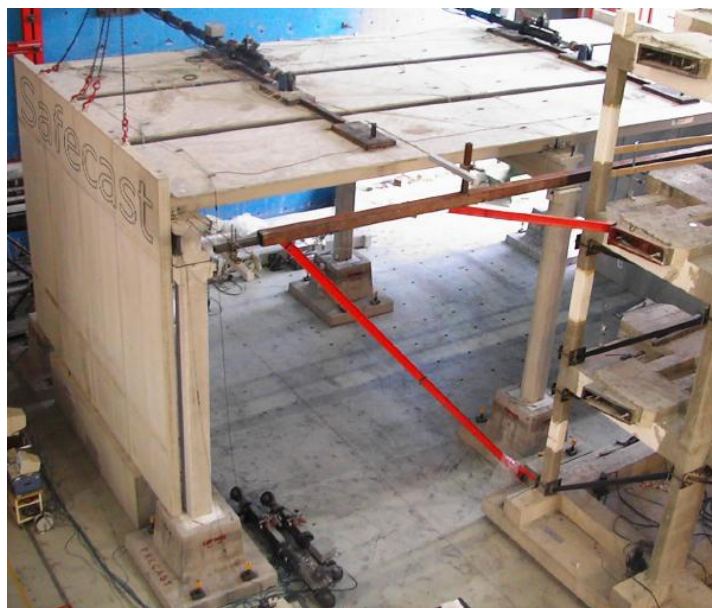
Este proyecto es el tercero de una serie de investigaciones que se han venido realizando durante los últimos 15 años para apoyar, con resultados significativos, la reglamentación europea en lo que se refiere al diseño estructural de edificios frente a la acción sísmica (Eurocódigos Estructurales). Financiado por la Comisión Europea, ANDECE ha participado representando a la Industria española junto a otras cuatro asociaciones nacionales de fabricantes de elementos prefabricados de hormigón del sur de Europa (Italia, Portugal, Grecia y Turquía), países en los que la acción sísmica tiene una importancia vital en los proyectos de estructuras y en los que además el hormigón es el material constructivo por excelencia.



El objetivo principal de este proyecto ha sido la armonización de criterios a seguir en la concepción, diseño, disipación de energía, etc. de las conexiones empleadas en la ejecución de estructuras realizadas total o parcialmente con elementos prefabricados de hormigón. El comportamiento de las estructuras ante la acción de un terremoto, depende principalmente en cómo las conexiones empleadas son capaces de disipar la energía, por lo que los resultados finales del proyecto se han centrado en determinar el comportamiento ante sismo de cualquier conexión, en términos de ductilidad, resistencia mecánica, etc.

Otro de los objetivos previstos del proyecto es actualizar el tratamiento definido para las estructuras con elementos prefabricados de hormigón, en el Eurocódigo 8.





### Principales líneas de investigación del proyecto

El proyecto se inició en marzo de 2009 y finalizó en febrero de 2012. Éste se estructuró las etapas siguientes:

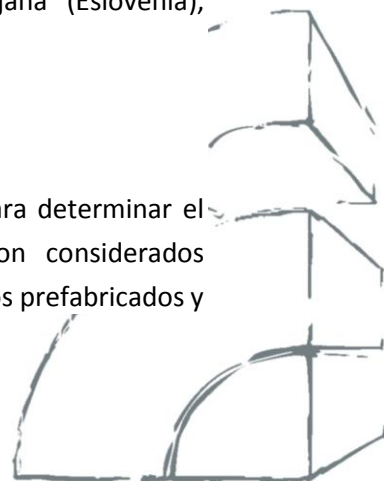
1. Experimentación sobre uniones nuevas o ya existentes: centrándose en las 5 categorías siguientes:
  - a. Uniones entre elementos de forjado o entre elementos de cubierta;
  - b. Uniones de elementos de forjado o cubierta con vigas
  - c. Uniones viga-columna;
  - d. Uniones columna-columna;

También se comenzaron a abordar las uniones entre paneles de fachada a elementos de la estructura, pero dada la necesidad de profundizar con más detalle, éstas están siendo estudiadas en la siguiente fase del proyecto que se lleva cabo actualmente (PROYECTO SAFECLADDING).

Los ensayos se han realizado por laboratorios de varios países, en particular: LNEC (Portugal), Universidad Politécnica de Milán (Italia), Universidad Técnica de Ljubljana (Eslovenia), Universidad de Atenas (Grecia) y Universidad Técnica de Estambul (Turquía).

2. Desarrollo de modelos analíticos.

El principal objetivo de este hito era el desarrollo de modelos analíticos para determinar el comportamiento ante el sismo de las conexiones. Dichos modelos son considerados suficientemente versátiles para adaptarse a distintas soluciones con elementos prefabricados y



han sido desarrollados sobre la base de suministrar información fiable para definir los procedimientos de cálculo.



Este hito se ha dividido en tres tareas principales:

- a. Desarrollo de macro-modelos, a partir de los resultados de los ensayos sobre las uniones simples;
- b. Realización de análisis de MEF, a fin de que sirvan para calibrar los macro-modelos;
- c. Propuesta de nuevas conexiones o incluso mejoradas, en base a los resultados de los ensayos experimentales y a los análisis numéricos, y con la finalidad de mejorar el comportamiento ante el sismo.

### 3. Evaluación experimental sobre estructuras reales.

Fue quizás la parte más interesante del proyecto, el ensayo sobre una estructura real de tres plantas (mayor ensayo sobre estructura real de hormigón realizado en el mundo hasta la fecha). La finalidad de los mismos era la validación de los modelos desarrollados a partir de los ensayos de las conexiones, así como la obtención de información para mejorar la respuesta a priori de las estructuras prefabricadas desde un punto de vista global.

### 4. Validación de modelos numéricos.

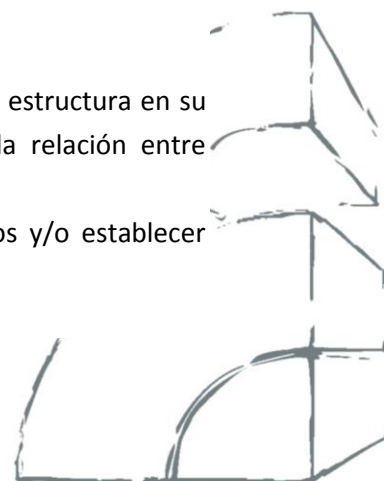
Este apartado se dividía en las siguientes tareas:

- a. Implementación de los macro-modelos en programas de análisis estructural;
- b. Calibración de los modelos numéricos y generalización para distintas estructuras, en base a análisis de estructuras con conexiones disipativas y no disipativas de energía;
- c. La evaluación económica de las soluciones propuestas;
- d. Análisis del ciclo de vida y de ecoeficiencia de los sistemas de elementos prefabricados.

### 5. Obtención de reglas de diseño.

Este apartado constaba de las siguientes tareas:

- a. Desarrollo de reglas de diseño para los 4 tipos de conexiones;
- b. Aproximación a una mejor definición del diseño por capacidad de la estructura en su totalidad, a partir del desarrollo de procedimientos basados en la relación entre fuerzas aplicadas y los desplazamientos descritos;
- c. Verificación de los métodos de diseño actuales, a fin de mejorarlos y/o establecer nuevos métodos mejorados.



Y de aquí ha resultado esta guía de diseño que tiene en sus manos. Confiamos en que le resulte de utilidad.



*Alejandro López Vidal*  
*Responsable Técnico Estructural y Sostenibilidad de ANDECE*  
*Representante técnico de ANDECE en el Proyecto SAFECAST*

Página web del proyecto: <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/showproject.php?id=21>



## 0. GENERALIDADES



Cualquier tipo de conexión deberá ser experimentada con un ensayo de tipo inicial, a fin de cuantificar su resistencia y posiblemente las otras propiedades que afectan a su comportamiento ante el sismo. De esta experimentación puede deducirse un modelo de dimensionamiento, por medio del cual se puede aplicar una verificación por cálculo a distintas conexiones del mismo tipo.

Para una aplicación específica, podemos referirnos a los resultados disponibles de experimentaciones anteriores así como los definidos en los siguientes apartados o en otros documentos fiables, tales como reglamentaciones oficiales (Eurocódigos, normas de producto armonizadas y especificaciones técnicas, etc.)

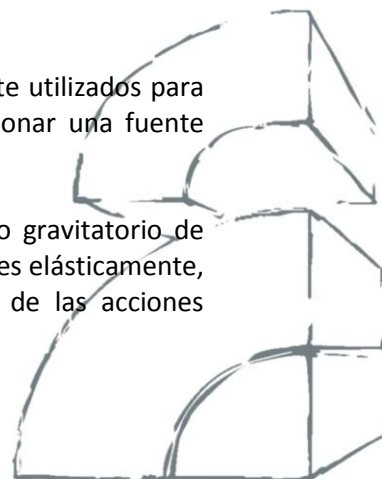
### 0.1. OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Este documento se refiere a conexiones en estructuras prefabricadas de hormigón, ya sean de edificios de una o más plantas de altura. Se consideran las conexiones para todos los tipos de juntas. No se consideran en cambio, los grandes paneles de fachada ni los sistemas modulares o tridimensionales.

De acuerdo a la posición en el conjunto de la construcción y a las diferentes funciones estructurales resultantes, se consideran los siguientes tipos de conexiones:

- 1) Forjado-forjado: Juntas entre los elementos de cubierta y/o forjado que en el comportamiento sísmico del sistema estructural, afecta al efecto diafragma del forjado.
- 2) Forjado-viga: Juntas entre elementos de cubierta y/o forjado y las vigas que los soportan (ej. jácenas) que proporcionan las restricciones perimétricas al efecto diafragma del forjado en su comportamiento sísmico.
- 3) Viga-columna: Juntas entre vigas y columnas que deberán asegurar el grado exigido de restricción del sistema estructural en cualquier dirección.
- 4) Columna-columna: Juntas entre distintos segmentos de la columna o pilar utilizados en edificios de varias plantas en sistemas de arriostamiento de fachada.
- 5) Columna-cimentación: Juntas entre la columna y la cimentación, necesarias para asegurar en cualquier plano un completo apoyo fijo de la columna.
- 6) Panel-estructura: Fijaciones de los paneles de fachada a la estructura que deberán asegurar la estabilidad de los paneles bajo las importantes acciones o los enormes desplazamientos relativos esperados en los movimientos sísmicos.
- 7) Panel-panel: Juntas entre paneles de fachada contiguos, posiblemente utilizados para aumentar la rigidez del sistema perimétrico de fachada y proporcionar una fuente adicional de disipación de energía.

No se consideran en cambio los apoyos simples que trabajan por el efecto gravitatorio de rozamiento entre cargas, ni los dispositivos de apoyo deslizantes o deformables elásticamente, siendo todos estos tipos de conexiones inadecuados para la transmisión de las acciones sísmicas.





## 0.2. TERMINOLOGÍA

Se utilizan los siguientes términos en este documento:

Unión: enlace genérico entre dos o más elementos;

Conexión: región local que incluye la unión entre dos o más elementos;

Conector: dispositivo de enlace, generalmente metálico, interpuesto entre las partes a conectar;

Nudo: región local de convergencia entre distintos elementos;

Junta: zona preparada de contacto entre elementos contiguos;

Sistema (de juntas): sistemas de unión desarrollados tecnológicamente para su ejecución.

Las juntas pueden clasificarse en tres sistemas principales:

- 1) Sistema típico de juntas: juntas secas con conectores mecánicos compuestos generalmente de angulares, placas, perfiles en U, anclajes, fijaciones, pernos, pasadores, etc., incluyendo juntas completadas in situ con mortero de relleno o de fijación.
- 2) Sistema emulador de juntas (juntas emuladoras, es decir, imitadoras de juntas in situ procurando igualarlas): juntas húmedas con armaduras solapadas y hormigonado in situ para restablecer el monolitismo propio de estructuras hormigonadas in situ y formar generalmente uniones “resistentes a flexión”.
- 3) Sistema mecánico de juntas: juntas secas con bridas de tornillos u otros accesorios metálicos similares a aquellos utilizados en las estructuras metálicas, fijados en el extremo del elemento prefabricado de hormigón.

## 0.3. PROPIEDADES

Una conexión está compuesta por tres partes: dos partes laterales, A y C, correspondientes a las regiones locales de elementos contiguos cercanos al conector; y una parte central, B, constituida por el propio conector con sus componentes metálicos:

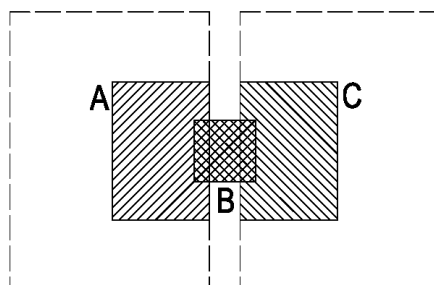
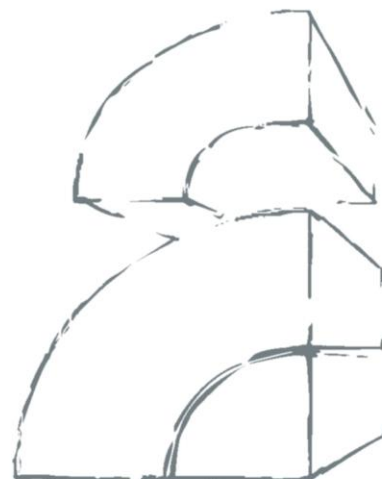


Figura 1: Esquema de conexión



Los principales parámetros que caracterizan el comportamiento sísmico de la conexión, medidos a través de ciclos monotónicos y cíclicos (véase el Anexo A), se refieren a las siguientes seis propiedades:

- 1) **Resistencia:** valor máximo de la fuerza que puede transmitirse entre distintas partes.
- 2) **Ductilidad \*:** última deformación plástica comparada con el límite elástico.
- 3) **Disipación:** energía específica disipada a través de los ciclos de carga relativa al correspondiente ciclo elástico-plástico perfecto.
- 4) **Deformación:** deformación última en la rotura o en el límite funcional.
- 5) **Deterioro:** pérdida de resistencia a través de los ciclos de carga comparada con el nivel de fuerza.
- 6) **Daño:** deformación residual en la descarga comparada con el desplazamiento máximo y/o los detalles del fallo.

*\* En lugar de la deformación plástica del elemento metálico fuera del límite elástico, se pueden referir otros fenómenos físicos equivalentes no conservadores (ej. rozamiento).*

Cuando las partes A y C tienen un comportamiento no dúctil y no disipativo caracterizado por una rotura frágil, con pequeños desplazamientos debido a la fisuración por tracción del hormigón, se podrá proporcionar un comportamiento dúctil disipativo de la conexión mediante el conector metálico B, si está correctamente dimensionado para un fallo que implique modos de flexión o tensión-compresión, pero no de cortante, o mediante otros fenómenos de disipación de energía como el rozamiento. En este caso, para una conexión dúctil, además del conector dúctil empleado, deberá aplicarse el criterio de diseño por capacidad, infra-dimensionando el conector con respecto a las partes laterales.

Además, deberá comprobarse la compatibilidad geométrica de las deformaciones (ej. contra la pérdida de apoyo). Las conexiones no dúctiles deberán ser adecuadamente sobredimensionadas mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las regiones de disipación críticas de la estructura, o dimensionadas sobre la base de la acción obtenida de un análisis estructural que no tenga en cuenta ninguna capacidad de disipación de energía.

La ductilidad de las conexiones podrá o no contribuir a la ductilidad global de la estructura, dependiendo de su posición en el montaje estructural y de su rigidez relativa.

#### 0.4. CLASIFICACIÓN

Para cualquier tipo de conexión, la resistencia se cuantificará por medio de las fórmulas de cálculo pertinentes. Las otras propiedades de comportamiento identificadas en el apartado 0.3. se cuantificarán por valores numéricos específicos. Cuando no sea posible precisar esta cuantificación numérica, por causa de falta de datos experimentales o excesiva variabilidad de los resultados, el tipo de conexión se clasificará en términos cualitativos correspondientes a los rangos de valores.

Para la resistencia, se proporcionará la siguiente información:



- Modelos de comportamiento correspondientes a los mecanismos de trabajo de la conexión;
- Modos de fallo de los mecanismos resistentes;
- Fórmulas de cálculo para la evaluación de la resistencia última para cualquier modo de rotura;
- Cualquier otro dato relativo a las propiedades específicas de la conexión.

Se hace referencia a la resistencia obtenida a partir de los ensayos de carga cíclicos.

Para la ductilidad, la siguiente clasificación se deducirá a partir de los diagramas fuerza-desplazamiento obtenidos experimentalmente (véase el Anexo A):

- Conexiones frágiles para las que la rotura se alcanza sin deformación plástica importante;
- Conexiones sobre-resistentes para las que a una deformación normal de funcionamiento, no se alcanza el límite de fallo;
- Conexiones dúctiles para las que ha sido medida una deformación plástica importante.

En esta clasificación, el mecanismo de rozamiento intencionado se iguala a la deformación plástica. Las conexiones frágiles pueden utilizarse en zonas sísmicas, siempre que se hayan sobre-dimensionado mediante diseño por capacidad con respecto a las regiones críticas de la estructura completa, o diseñadas con la acción obtenida a partir de un análisis estructural que no tenga en cuenta ninguna capacidad de disipación de energía.

Además, las conexiones dúctiles se distribuyen en:

- Alta ductilidad con una relación de desplazamiento de ductilidad de al menos 4,5;
- Media ductilidad con una relación de desplazamiento de ductilidad de al menos 3,0;
- Baja ductilidad con una relación de desplazamiento de ductilidad de al menos 1,5.

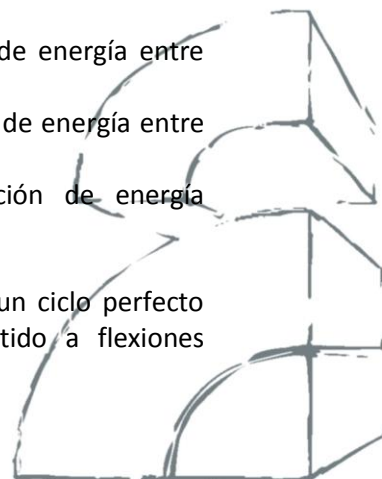
Con una relación de ductilidad menor a 1,5, la conexión se clasificará como frágil.

Estas definiciones se refieren a la propia conexión y, en general, no tienen relación directa con la ductilidad global de la estructura. Para cualquier orden simple de conexiones, se proporcionan indicaciones específicas sobre este aspecto, referidas tanto a ductilidad como a disipación.

Para la disipación, la siguiente clasificación se deducirá a partir de los diagramas fuerza-desplazamiento de los ensayos cíclicos y las respectivas áreas cubiertas de los histogramas (véase el Anexo A):

- Conexiones no disipativas, con valores específicos de disipación de energía inferiores a 0,10;
- Conexiones poco disipativas, con valores específicos de disipación de energía entre 0,10 y 0,30;
- Conexiones disipativas medias, con valores específicos de disipación de energía entre 0,30 y 0,50;
- Conexiones muy disipativas, con valores específicos de disipación de energía superiores a 0,50.

Donde el valor 1,0 corresponde a la máxima energía disipada a través de un ciclo perfecto elástico-plástico a partir de una sección masiva de acero dúctil sometido a flexiones



alternativas; las conexiones disipativas medias se refieren a armaduras bien confinadas en la sección de hormigón, bajo flexiones alternativas; y las conexiones muy disipativas pueden alcanzarse con el uso de dispositivos especiales de disipación.



Para la deformación, posiblemente se pueden proporcionar indicaciones sobre el orden de magnitud de los desplazamientos relativos de la conexión a determinados límites de relevancia, como el primer límite elástico de los dispositivos metálicos, el límite último de rotura o la máxima deformación admisible referida a su función normal.

Se pueden dar también indicaciones sobre el deterioro y daño cíclicos si fuese relevante y cuando se disponga de información experimental específica.

## 0.5. BIBLIOGRAFÍA

Se indican algunas referencias junto a los correspondientes símbolos abreviados utilizados en el texto:

EC2 EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación, 2004 CEN

TS2 TS 1992-2 *Technical specification: Design of fastenings for use in concrete –Part 2: Headed studs*, 2007 CEN

TS4 TS 1992-4 *Technical specification: Design of fastenings for use in concrete –Part 4: Post-installed fasteners –mechanical systems*, 2007 CEN

EC3 EN 1993-1-1 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios, 2005 CEN

PT8 EN 1993-1-8 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones, 2005 CEN

EC8 EN 1998-1 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación, 2004 CEN

ETS Especificación Técnica Europea del referido producto



## 1. CONEXIONES FORJADO-FORJADO (ORDEN 1)

### 1.1. CAPA DE COMPRESION DE HORMIGÓN IN SITU

#### 1.1.1. GENERALIDADES

La Figura 1.1.1. muestra el detalle de una cubierta/forjado realizada con elementos prefabricados de hormigón interconectados por una capa de hormigón in situ vertida sobre su superficie superior. La capa de hormigón, con su malla de acero, proporciona una continuidad monolítica a la cubierta/forjado que incluye además a los elementos prefabricados, si éstos están adecuadamente conectados a ésta. El efecto diafragma para la transmisión de las fuerzas horizontales hacia los elementos verticales de arriostamiento de la estructura, puede asignarse completamente a dicha capa. A menos que se definan en el proyecto dimensiones mayores para sus funciones estructurales, la capa de hormigón deberá tener un espesor mínimo relativo además al tamaño máximo del árido y al recubrimiento de las armaduras de la malla, tal como  $t_{\min} 2,4d_g \geq 60 \text{ mm}$ .

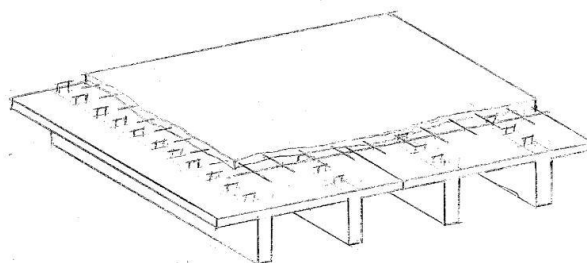


Fig. 1.1.1.

#### 1.1.2. RESISTENCIA

La resistencia a cortante en la superficie de contacto de la conexión entre el elemento prefabricado y la capa de hormigón bajo la acción sísmica, podrá evaluarse con la ecuación (6.25) del EC2, omitiendo la contribución del rozamiento debido a las cargas gravitatorias.

El esfuerzo cortante transversal en la junta entre elementos de forjado/cubierta contiguos se desvía a la capa de hormigón. Para un buen comportamiento de la conexión, deberán asegurarse unos cercos metálicos adecuados a través de la superficie de contacto, con unos anclajes y un atado efectivo entre ambas partes (véase la Figura 1.1.2).



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
 PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
 TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

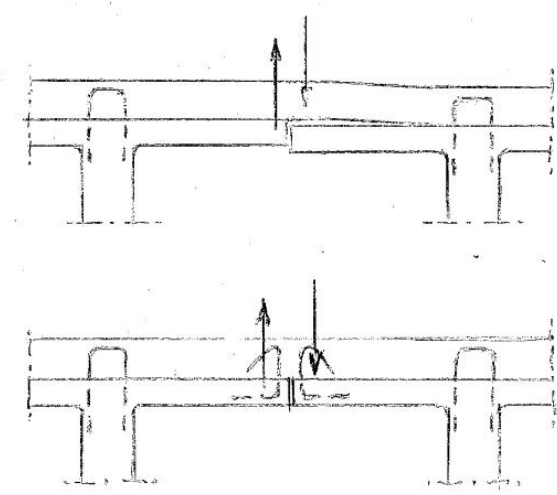


Fig. 1.1.2.

### 1.1.3. OTRAS PROPIEDADES

No se han medido experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión indirecta, definida por la capa de compresión de hormigón in situ, que puede calcularse como un elemento ordinario de hormigón armado.

## 1.2. JUNTAS HORMIGONADAS IN SITU

### 1.2.1. GENERALIDADES

La Figura 1.2.1. muestra la conexión forjado-forjado realizada con un relleno de hormigón en una junta continua entre elementos contiguos. Es común de algunos productos prefabricados como las losas alveolares. La junta tiene una forma adecuada para asegurar, cuando se rellena, un buen engranaje con la transmisión de los esfuerzos cortantes transversales verticales. Para la transmisión de los esfuerzos cortantes longitudinales horizontales, puede mejorarse la superficie de contacto realizando en los bordes contiguos unas muescas verticales. Con respecto al efecto diafragma, este tipo de conexiones asegura al forjado/cubierta el mismo comportamiento que un forjado/cubierta monolítico de hormigón in situ, bajo condición de que haya una continuidad perimetral mediante el atado de las juntas abiertas. Para un correcto relleno, el tamaño máximo del árido de la capa de hormigón vertida in situ deberá limitarse teniendo en cuenta la anchura de la junta.

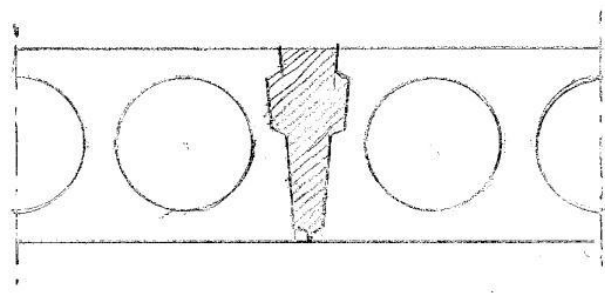
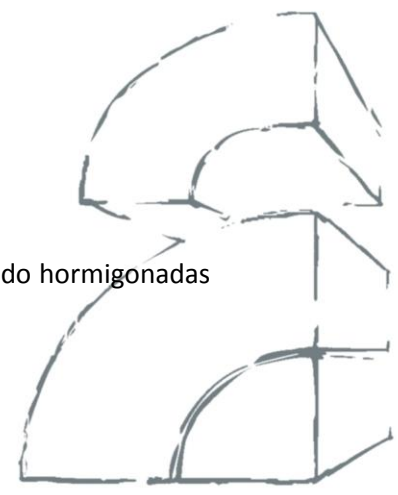


Fig. 1.2.1.

No se consideran en este documento otros tipos de conexiones forjado-forjado hormigonadas in situ, posiblemente realizadas con cercos metálicos unidos de atado.



### 1.2.2. RESISTENCIA

El tipo de conexión es normalmente empleado como una rótula longitudinal continua. Su resistencia se asegura siguiendo las especificaciones de montaje de los elementos dadas por el fabricante.

### 1.2.3. OTRAS PROPIEDADES

No se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, que se sitúan fuera de las regiones críticas de la estructura.

### 1.3.1. CONECTORES SOLDADOS DE ACERO

#### 1.3.1. GENERALIDADES

En la Figura 1.3.1. se representan dos tipos de conexiones soldadas forjado-forjado. La solución (a) está constituida por dos angulares metálicos insertados en los bordes de los elementos contiguos y fijados a ellos con lazos de anclaje. En el solape de la junta se soldará en obra una barra a los angulares, compensando así las desviaciones dimensionales producidas en el montaje.

La solución (b) está formada por dos placas metálicas insertadas en los bordes de los elementos contiguos y fijados a ellos con lazos de anclaje. Sobre la junta se situará una placa más pequeña, soldada en obra a los bordes laterales.

En ambas soluciones, los componentes metálicos podrán situarse dentro de un hueco a fin de mantener plana la superficie superior del acabado. En la primera solución los angulares pueden reemplazarse por placas metálicas puestas inclinadas, a fin de que permitan una cavidad en V para el posicionamiento de la barra central. Esta clase de conexiones se utilizan para unir elementos nervados para forjados sin capa de compresión. Se utilizan además para empalmar elementos especiales de cubiertas, cuando estos estén en contacto unos con otros.

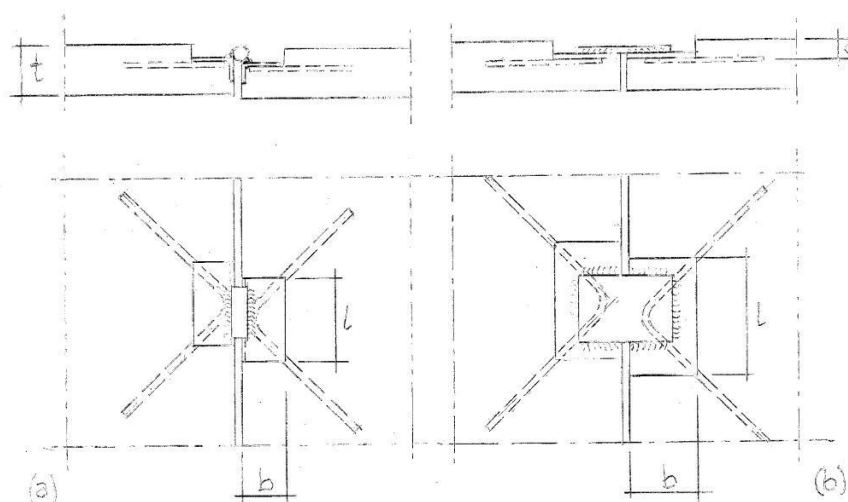
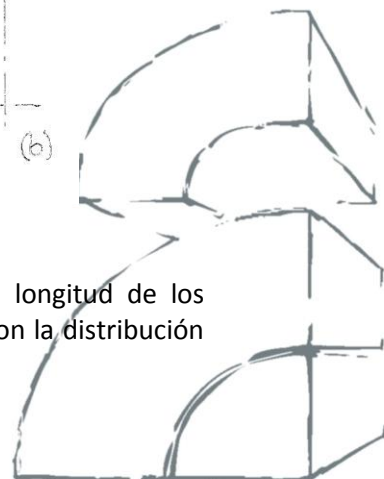


Fig. 1.3.1.

Estas conexiones se distribuyen en alguna posición local a lo largo de la longitud de los elementos de forjado. Éstas proporcionan una flecha transversal conforme con la distribución



uniforme de la carga entre los elementos y bajo condiciones de sismo, y proveen principalmente la transmisión del efecto diafragma con los esfuerzos cortantes longitudinales horizontales.

### 1.3.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones, dejan fuera de la consideración los esfuerzos cortantes transversales verticales que están relacionados con la distribución de las cargas entre los elementos y que se refieren a una acción de origen no sísmico. Se deberán añadir combinaciones apropiadas de los efectos para la evaluación de la simultaneidad con la acción sísmica.

#### 1.3.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

En referencia a la transmisión del efecto diafragma bajo condiciones sísmicas, se indica el modelo de comportamiento en la Figura 1.3.2, para ambas soluciones (a) y (b) descritas anteriormente en el apartado 1.3.1. El esfuerzo cortante longitudinal  $R$  deberá transmitirse principalmente, sin fuerzas transversales normales importantes.

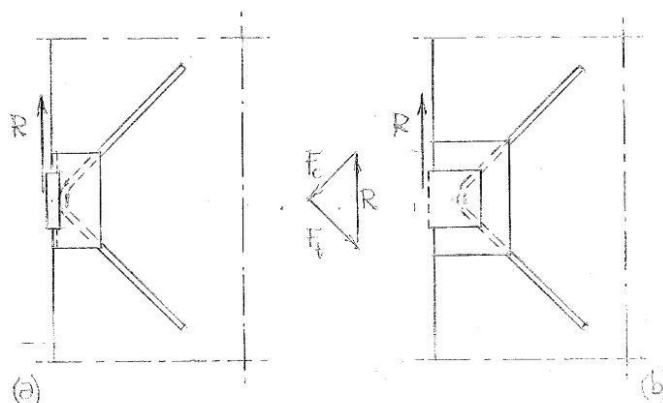


Fig. 1.3.2.

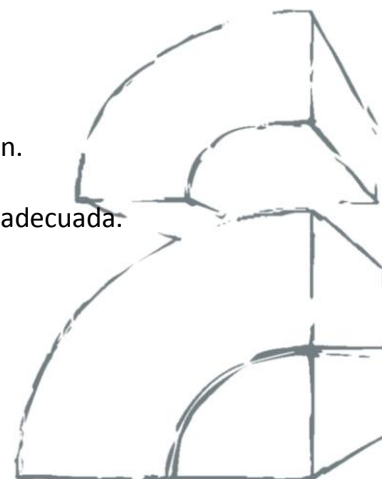
#### 1.3.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de rotura:

- a – fallo de la soldadura entre los angulares y la barra o placa interpuesta;
- b – fallo de la placa interpuesta para la solución (b);
- c – fallo de los lazos de anclaje por límite elástico a tracción\*;
- d – fallo de los lazos de anclaje por arrancamiento \*;
- e – desconchado de los bordes del hormigón debido a las tensiones de tracción.

\* Se asume que los lazos de anclaje se fijan a los angulares con una soldadura adecuada.

#### 1.3.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO





En espera de un comportamiento frágil de la conexión, la acción  $R$  se evalúa a través del análisis de todo el sistema estructural con un coeficiente de comportamiento adecuadamente reducido, o a través de un modelo fiable de diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$ .

\* El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

a – soldadura

Deberán aplicarse las reglas del PT8 para la verificación de la soldadura.

b – placa

(con un espesor  $t_p$  y una anchura  $a$  de la placa)

$$R_{vR} = 0,67 t_p a f_{yd} / 3 \quad (f_{yd} \text{ límite elástico de cálculo del acero})$$

$$(R / R_{vR}) \leq 1$$

c – lazo de anclaje (límite elástico)

( $A_s$  sección de la barra)

$$R_{sR} = 1,41 A_s f_{yd} \quad (f_{yd} \text{ límite elástico de proyecto del acero})$$

$$(R / R_{sR}) \leq 1$$

d – arrancamiento

( $\phi$  diámetro de la barra,  $l_b$  longitud de anclaje)

$$R_{bR} = 1,41 \pi l_b \phi f_{bd} \quad f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \text{ (véase el apartado 8.4.2 del EC2)}$$

$$(R / R_{bR}) \leq 1$$

e – desconchado

(para  $t$ ,  $b$ ,  $l$  y  $c$ , véase la Figura 1.3.1)

$$R_{cR} = 2 a h f_{ctd}$$

$$h = 2 c \leq t \quad a = b \leq l$$

$$(R / R_{cR}) \leq 1$$

### 1.3.3. OTRAS PROPIEDADES

No se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, que se sitúan fuera de las regiones críticas de la estructura.



## 1.4. CONECTORES DE PERNOS DE ACERO

### 1.4.1. GENERALIDADES

En la Figura 1.4.1. se representa un tipo de conexión de perno para una unión forjado-forjado. Se colocará una placa sobre la junta, atornillando en obra las espigas insertadas en las partes laterales y fijadas a ellas con lazos de anclaje. La placa tendrá unos agujeros rasgados para compensar las tolerancias, pudiendo estar colocada dentro de un hueco para mantener plana la superficie superior de acabado.

Esta clase de conexiones se utilizan para unir elementos nervados para forjados sin capa de compresión. Se utilizan además para empalmar elementos especiales de cubiertas, cuando están en contacto unos con otros.

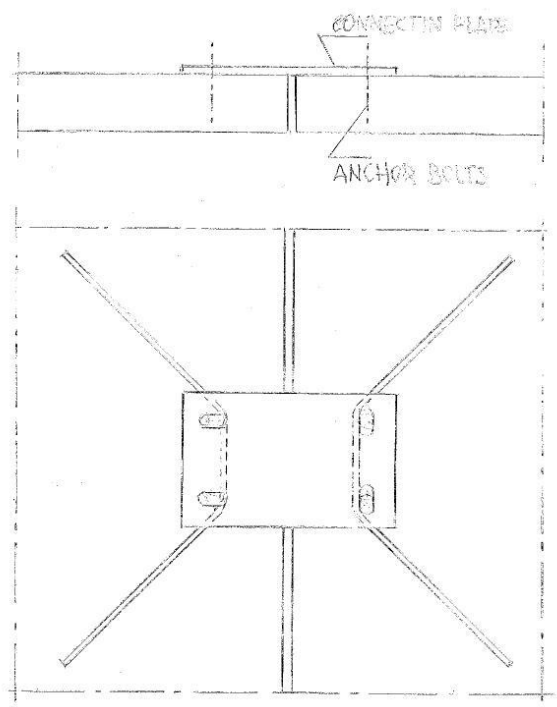


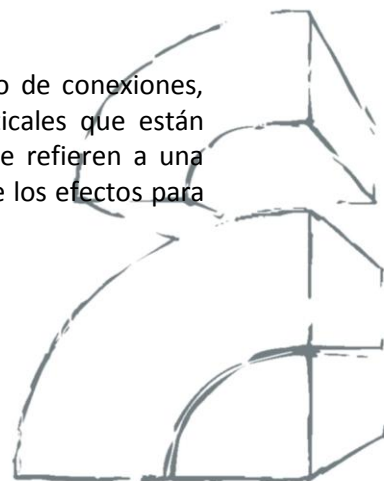
Figura 1.4.1

Estas conexiones se distribuyen en alguna posición local a lo largo de la longitud de los elementos de forjado. Éstas proporcionan una flecha transversal conforme con la distribución uniforme de la carga entre los elementos y bajo condiciones de sismo, y proveen principalmente la transmisión del efecto diafragma con los esfuerzos cortantes longitudinales horizontales.

### 1.4.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones, dejan fuera de la consideración los esfuerzos cortantes transversales verticales que están relacionados con la distribución de las cargas entre los elementos y que se refieren a una acción de origen no sísmico. Se deberán añadir combinaciones apropiadas de los efectos para la evaluación de la simultaneidad con la acción sísmica.

#### 1.4.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO



En referencia a la transmisión del efecto diafragma bajo condiciones sísmicas, se indica el modelo de comportamiento en la Figura 1.4.2. El esfuerzo cortante longitudinal  $R$  deberá transmitirse principalmente, sin fuerzas transversales importantes.

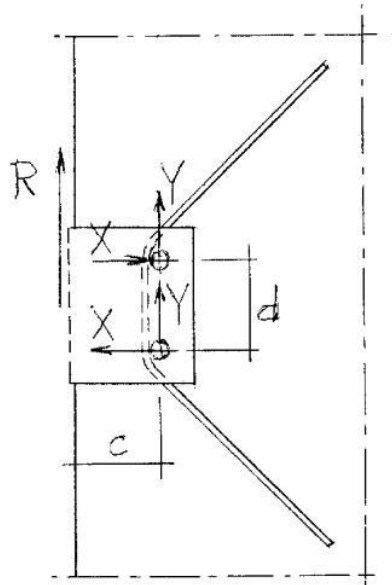


Fig. 1.4.2

#### 1.4.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de rotura:

- a – fallo a cortante del perno de anclaje;
- b – fallo de la placa interpuesta;
- c – fallo de los lazos de anclaje por límite elástico a tracción;
- d – fallo de los lazos de anclaje por arrancamiento;
- e – desconchado de los bordes del hormigón debido a las tensiones de tracción.

#### 1.4.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En espera de un comportamiento frágil de la conexión, la acción  $R$  se evalúa a través del análisis de todo el sistema estructural con un coeficiente de comportamiento adecuadamente reducido, o a través de un modelo fiable de diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R^{\circ}$ .

Se obtiene el siguiente efecto en referencia a los símbolos de la Figura 1.4.2:

$$X = R c / d \quad Y = R / 2 \quad F_d = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

<sup>o</sup> El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.



a – perno  
(con  $A_b$  la sección del núcleo del perno y  $f_{tk}$  resistencia característica a tracción)

$$F_{VRd} = A_b f_{vd} \quad (f_{vd} = 0,7 f_{tk} / \gamma_{M2})^{\wedge}$$

$$(F_d / F_{VRd}) \leq 1$$

$\wedge$  El EC8 recomienda el valor  $\gamma_{M2} = 1,25$  (véase también el PT8).

b – placa  
(con un espesor  $t$  y una anchura  $a$  de la placa)

$$R_{VR} = 0,67 t a f_{yd} \quad (f_{yd} \text{ límite elástico de proyecto del acero})$$

$$(R / R_{VR}) \leq 1$$

c – lazo de anclaje (límite elástico)  
( $A_s$  sección de la barra)

$$R_{SR} = 1,41 A_s f_{yd} \quad (f_{yd} \text{ límite elástico de proyecto del acero})$$

$$(R / R_{SR}) \leq 1$$

d – arrancamiento  
( $\phi$  diámetro de la barra,  $l_b$  longitud de anclaje)

$$R_{bR} = 1,41 \pi l_b \phi f_{bd} \quad f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \text{ (véase el apartado 8.4.2 del EC2)}$$

$$(R / R_{bR}) \leq 1$$

e – desconchado  
( $f_{ck,cúbica}$  resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $D$  diámetro de la espiga,  $c$  distancia al borde del eje de la espiga,  $h$  longitud efectiva de la espiga)

$$X_{RK} = 2,2 D^{\alpha} h^{\beta} \sqrt{(f_{ck,cúbica} c^3)} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (D / c)^{0,2}$$

$$(X / X_{Rd}) \leq 1 \quad (X_{Rd} = X_{RK} / \gamma_c)'' \quad (h \leq 8 d)$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $X$  y  $X_{RK}$  en  $N$  y  $D$ ,  $h$  y  $c$  en  $mm$ .

“ El EC2 recomienda el valor  $\gamma_c = 1,5$  (véase también el TS4).

### 1.4.3. OTRAS PROPIEDADES

No se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, que se sitúan fuera de las regiones críticas de la estructura.



## 2. CONEXIONES FORJADO-VIGA (ORDEN 2)

Véase el capítulo 3 sobre las disposiciones para proteger los bordes de hormigón de los elementos frente al desconchado.

### 2.1. JUNTAS HORMIGONADAS IN SITU

#### 2.1.1. GENERALIDADES

La Figura 2.1.1. muestra un detalle habitual de una conexión hormigonada in situ entre elementos de forjado y una viga de apoyo. Se deberán solapar adecuadamente unas barras salientes de la cara superior de la viga, sobre aquellas barras también salientes de los elementos de forjado. Para mejorar el anclaje mutuo, se deberán añadir unas barras longitudinales. Un relleno de hormigón in situ englobará las uniones de barras de la junta. Este tipo de conexiones asegura la transmisión de las fuerzas sin desplazamientos significativos.

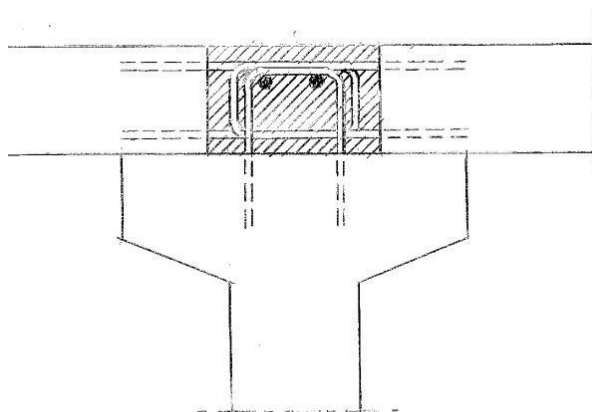


Figura 2.1.1

El detalle de la junta puede estar diseñado de forma distinta, dependiendo del tipo de elementos conectados y de la disposición de la conexión.

#### 2.1.2. RESISTENCIA

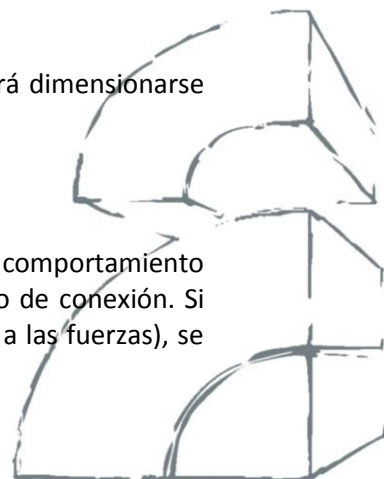
La resistencia a cortante longitudinal en la superficie de contacto de la conexión entre el elemento prefabricado y la capa de hormigón bajo la acción sísmica, podrá evaluarse con la ecuación (6.25) del EC2, omitiendo la contribución del rozamiento debido a las cargas gravitatorias.

Los esfuerzos cortantes transversales horizontales entre las mismas partes se podrán soportar mediante la resistencia a cortante de las barras metálicas salientes de la viga.

La unión entre los elementos de forjado y la junta hormigonada in situ podrá dimensionarse conforme a las reglas de diseño del EC2.

#### 2.1.3. OTRAS PROPIEDADES

No han sido medidos experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión. Si está dimensionada para la transmisión de momentos transversales (a añadir a las fuerzas), se



podrá asumir la conexión como disipadora de energía cuando se cumplan las condiciones del apartado 5.11.2.1.3 del EC8.

Para la transmisión de esfuerzos cortantes longitudinales no se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, que se sitúan fuera de las regiones críticas de la estructura.

**2.2. APOYOS CON ANGULARES DE ACERO**

**2.2.1. GENERALIDADES**

La Figura 2.2.1 muestra la conexión final de un nervio de un elemento de forjado a una viga de apoyo. Se utilizan angulares metálicos aplicados a uno o ambos lados del nervio y fijados por medio de un pasador sobre el nervio y mediante pernos de anclaje (fijadores) a la viga. En la parte inferior del nervio podrá colocarse una chapa metálica en forma de U con un tubito pasante soldado a ella.

Los angulares metálicos tienen un tamaño mínimo debido a la geometría del nervio con su armadura inferior y al espacio de trabajo necesario para el apriete de los pernos de anclaje. Esto conlleva a trabajar con una longitud mínima del lado de alrededor de 100 mm. Si se emplearan perfiles comerciales (angulares laminados en caliente) con su espesor mínimo, debería escogerse al menos un angular L100x10, el cual es muy rígido y está sobredimensionado con respecto a las acciones previstas. Podrán utilizarse angulares debilitados para permitir deformaciones plásticas bajo ciclos de carga, obtenidos por deformación en frío de chapas metálicas más delgadas (p.ej. t=5 mm) con una esquina redondeada.

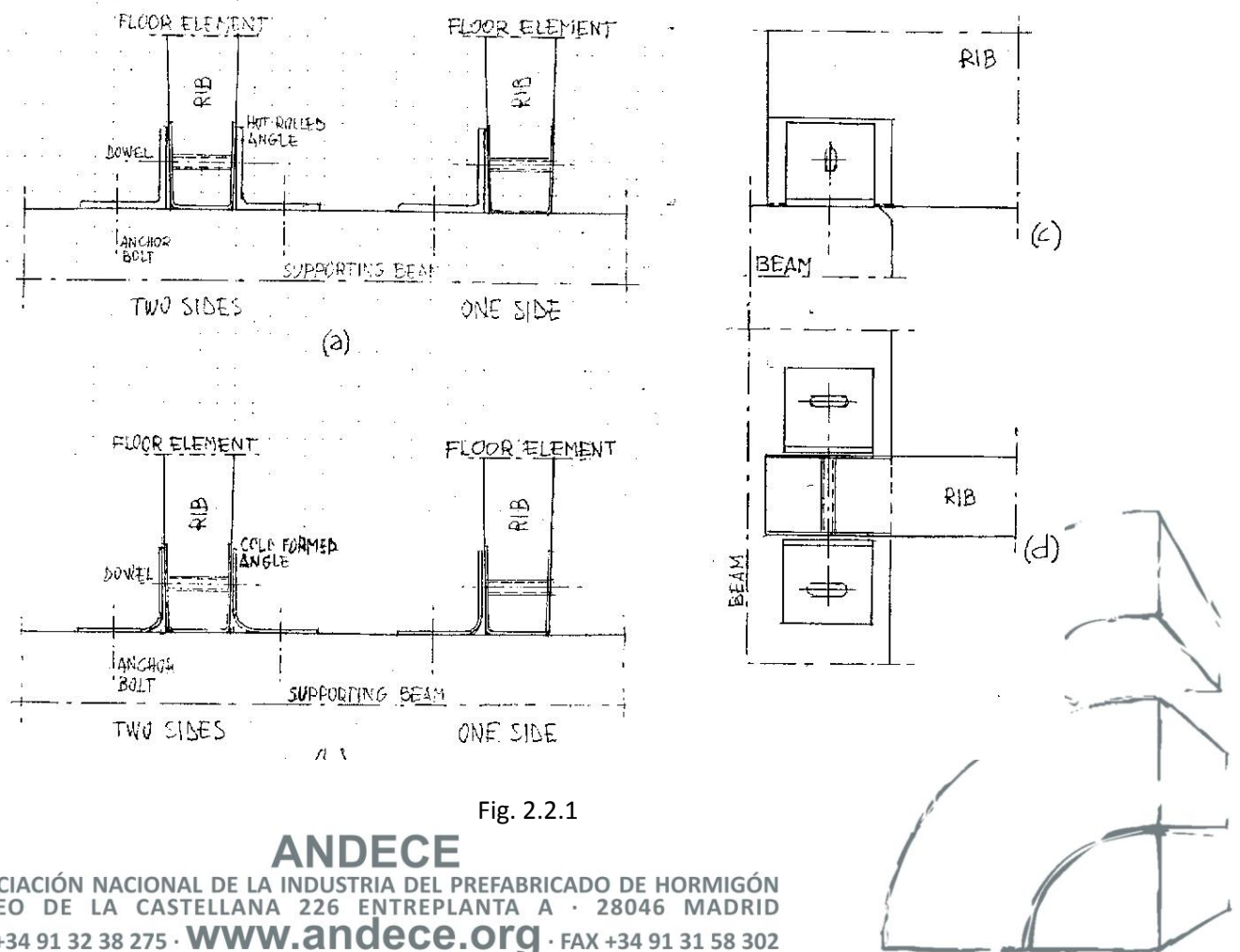


Fig. 2.2.1

Los agujeros de los angulares metálicos previstos para los pasadores y los pernos deberán ser rasgados en direcciones ortogonales a fin de compensar las tolerancias. Esto requiere que se añadan unas placas estriadas adecuadas que aseguren el agarre en la dirección de los agujeros.

Este tipo de conexión puede simularse por rótulas esféricas en el modelo global del análisis estructural.

No ha sido ensayado el comportamiento en la dirección transversal horizontal (véase la Figura 2.2.5).

### 2.2.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones, dejan fuera de la consideración el rozamiento que tiene lugar entre las partes debido al peso del elemento apoyado. De hecho, bajo las sacudidas horizontales y verticales simultáneas en condiciones sísmicas, la conexión deberá además trabajar instantáneamente en ausencia del peso.

Con esta premisa, tiene que señalarse que la restricción impuesta por el angular metálico fijado a la viga mediante un perno en la dirección longitudinal del nervio, es hipoestática. Sólo después de un determinado pequeño giro, el borde del angular estará en contacto con el nervio, añadiendo en combinación con el pasador traccionado, una restricción rotacional al angular para una conexión totalmente isostática de las dos partes (véase la Figura 2.2.2).

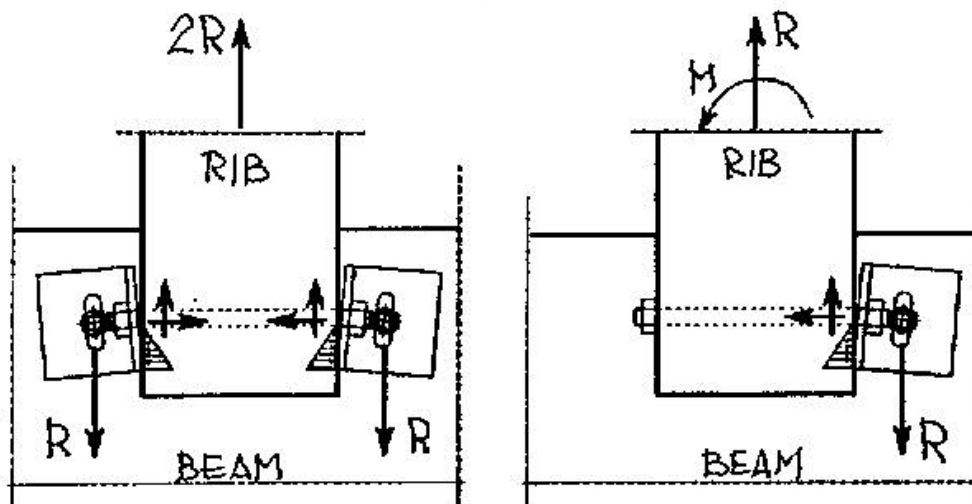
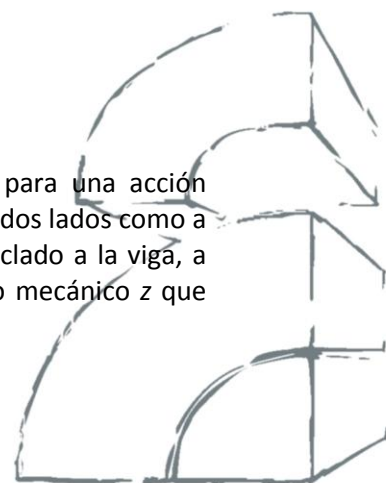


Fig.2.2.2

#### 2.2.2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO

La Figura 2.2.3 muestra los detalles en planta del mecanismo resistente para una acción aplicada en la dirección longitudinal del nervio, tanto para una conexión a los dos lados como a uno solo. El flujo de la fuerza  $R$  se dirige desde el nervio hasta el fijador anclado a la viga, a través de la intervención de un par de fuerzas transversales  $H$  con un brazo mecánico  $z$  que está relacionado con la dimensión  $l/2$  del angular metálico.



Para la conexión de un solo lado, la excentricidad de las dos fuerzas  $R$  provoca un momento  $M$  cuyos efectos se compensan por el sistema global de las conexiones opuestas. Dichos efectos se desprecian en lo que sigue a continuación. La principal diferencia entre las dos soluciones de la Figura 2.2.3 es la presión del apoyo del tubito que contiene el pasador sobre el hormigón circundante: distribuido de forma homogénea en la conexión de dos lados, variable en la conexión de un solo lado.

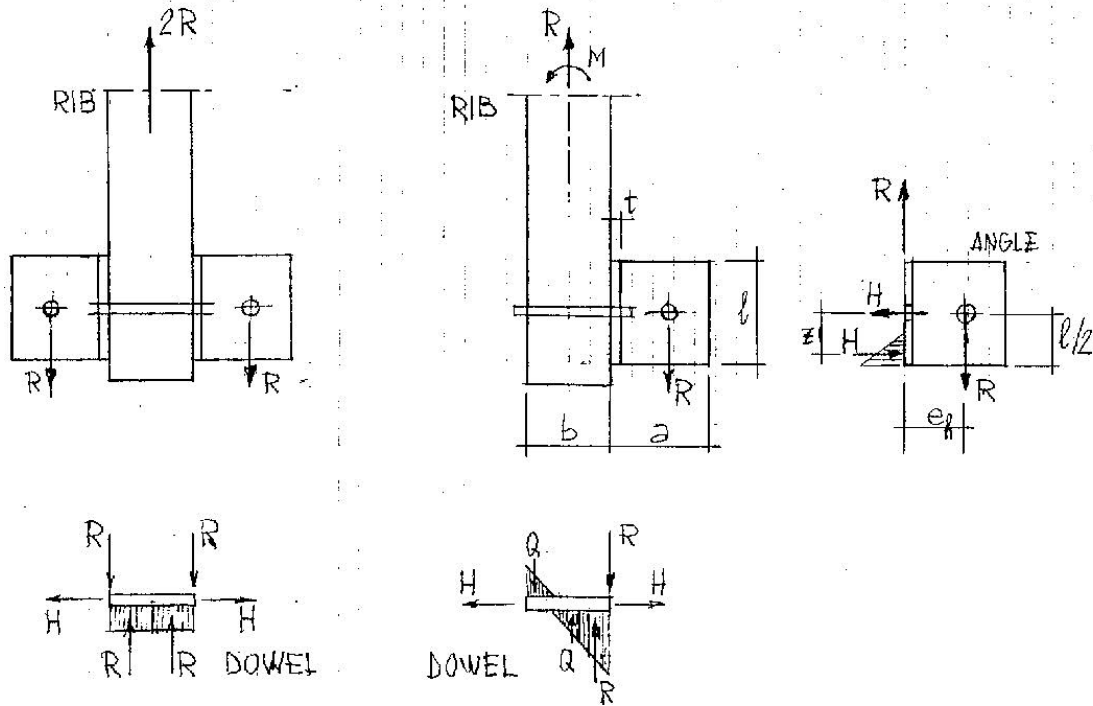


Fig. 2.2.3

La Figura 2.2.4 muestra los detalles en alzado del mecanismo resistente para la misma acción longitudinal. La excentricidad  $e_y$  de las dos fuerzas  $R$  se compensa por un par de fuerzas verticales  $V$  con un brazo mecánico  $z$ , que está relacionado con la dimensión  $l/2$  del angular metálico. Este par lleva a una tracción de arrancamiento sobre el fijador y a una presión sobre el hormigón.





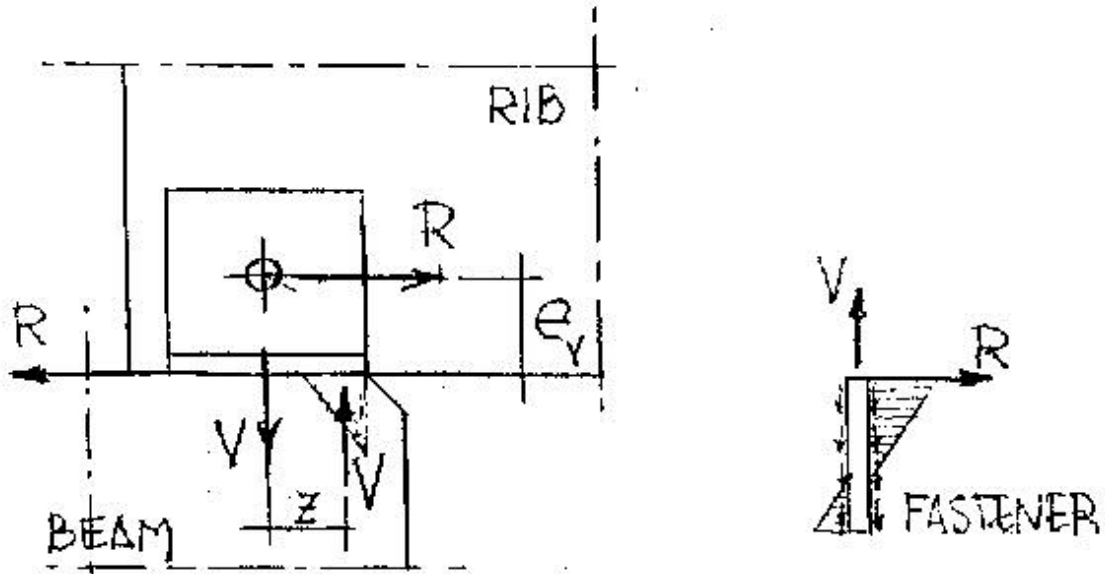


Fig. 2.2.4

La fuerza  $F$  se transmite en la dirección transversal horizontal a través de una presión directa entre el nervio y el angular en un sentido, o indirectamente a través de una flexión del ala del angular llevada por el pasador en tracción en el otro sentido (véase la Figura 2.2.5). En la solución de dos lados, los dos mecanismos se combinan juntos, esperando que el primero sea más grande debido a su mayor rigidez. Normalmente la conexión de un solo lado se sitúa en las superficies opuestas de los dos nervios del elemento de forjado, y de esta forma, la fuerza global se transmite principalmente por el angular en compresión.

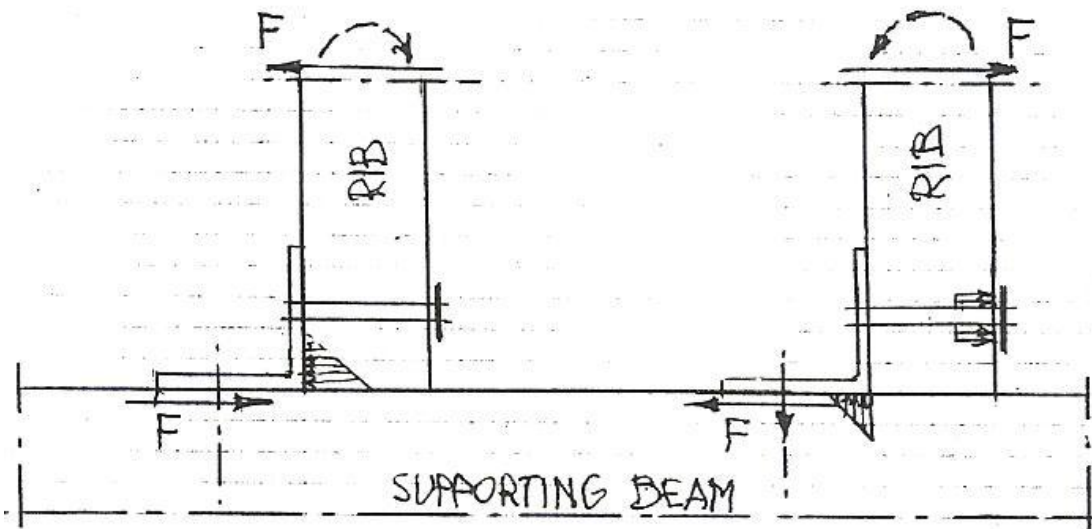
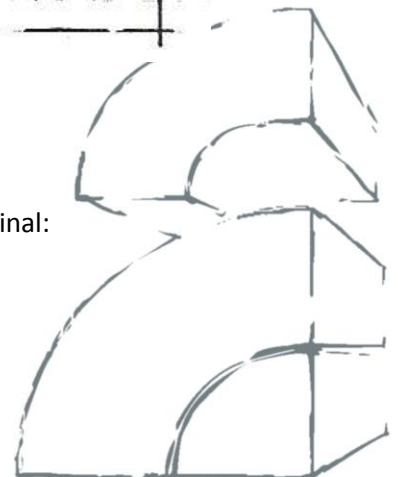


Fig. 2.2.5

### 2.2.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de fallo por la acción longitudinal:

- a – rotura de la sección exterior del pasador sujeta a cortante y tracción;



b – aplastamiento local plástico del angular metálico sobre los agujeros, debido a las tensiones del apoyo;

c – fallo del perno de anclaje sujeto a cortante y tracción;

d – desconchado del borde del hormigón del nervio debido a las tensiones de tracción;

e – desconchado del borde del hormigón de la viga debido a las tensiones de tracción.

En un diseño normal, no se prevé la rotura del angular sujeto a una torsión.

### 2.2.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En referencia a los símbolos de las Figuras 2.2.3 y 2.2.4, se obtienen los siguientes efectos para la acción de una fuerza dada  $R$  evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  <sup>º</sup>:

$$M = R (e_h + b/2)$$

$$H = R e_h / z \quad \text{con } z \approx l / 3$$

$$V = R e_v / z \quad \text{con } z \approx l / 3$$

º El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

a – pasador

( $A_b$  la sección del núcleo de la parte roscada del pasador y  $f_{tk}$  su resistencia característica a tracción):

$$R_{VRd} = A_b f_{vd} \quad H_{VRd} = 0,9 A_b f_{td} \quad (f_{vd} = 0,7 f_{tk} / \gamma_{M2} \text{ y } f_{td} = 0,7 f_{tk} / \gamma_{M2}) \wedge$$

$$(0,71 H / H_{Rd}) + (R / R_{VRd}) \leq 1 \quad \text{y} \quad H / H_{Rd} \leq 1$$

b – angular metálico

(con un espesor del ala  $t$ , un diámetro del pasador  $\phi$ , una distancia al borde del eje del pasador  $e$  y la resistencia característica a tracción del acero  $f_{tk}$ ):

$$R_{bRd} = 2,5 t \phi f_{td} \quad \text{para agujeros redondos} \quad (f_{td} = f_{tk} / \gamma_{M2}) \wedge$$

$$R_{bRd} = 1,5 t \phi f_{td} \quad \text{para agujeros rasgados perpendiculares a la acción}$$

$$(R / R_{bRd}) \leq 1 \quad (\text{con } l/2 \geq 2,5 \phi \text{ y } e \geq 2,0 \phi)$$

^ El EC3 recomienda el valor  $\gamma_{M2} = 1,25$  (véase también el PT8).

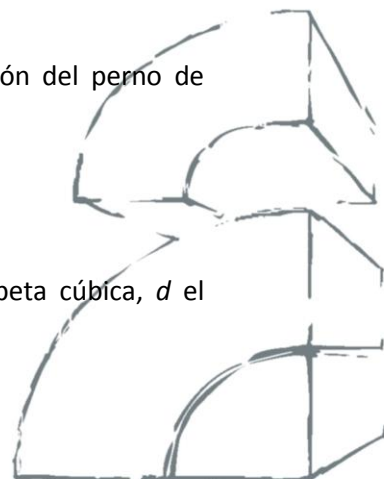
c – perno de anclaje

( $R_R$  es la resistencia mínima a cortante y  $V_R$  la resistencia mínima a tracción del perno de anclaje declarada por el fabricante)

$$(R / R_R)^2 + (V / V_R)^2 \leq 1$$

d – borde del nervio

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $d$  el diámetro del tubito,  $c$  la distancia al borde del eje del pasador)



$$R_{Rk} = 1,4 k d^{\alpha} h^{\beta} \sqrt{(f_{ck,cúbica} c^3)} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (d / c)^{0,2}$$

$$k = (s h) / (4,5 c^2) \quad s = 1,5 c + e_v \leq 3,0 c$$

$h = b / 2 \leq 1,5 c$  para angulares en dos lados,  $h = b / 3 \leq 1,5 c$  para angulares en un lado

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)'' \quad (h \leq 8 d)$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en  $N$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $c$  y  $e_v$  en  $mm$ , y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 2.2.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

e – borde de la viga

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $\phi$  el diámetro de los fijadores,  $c$  la distancia al borde del eje del fijador, y  $h = 8 \phi$  la longitud efectiva del fijador)

$$R_{Rk} = 1,6 k \phi^{\alpha} h^{\beta} \sqrt{(f_{ck,cúbica} c^3)} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (d / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)''$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en  $N$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $\phi$  y  $c$  en  $mm$ , y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 2.2.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

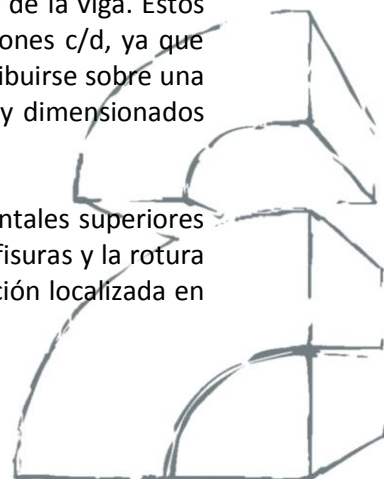
El valor  $\gamma_c = 1,5$  se recomienda en el EC2 (véase también el TS4).

### 2.2.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Los modos de fallo  $d$  y  $e$  relacionados con una fisuración a tracción del borde del hormigón corresponden en general a los mecanismos más débiles. Su resistencia depende principalmente de la distancia al borde del pasador o del perno, de las propiedades del hormigón y de los detalles de armado.

En los nervios de un elemento de forjado, la armadura longitudinal habitual hecha a base de barras de grandes diámetros no previene el desconchado del hormigón, incluso si estas barras están bien ancladas mediante ganchos doblados a 135º: de hecho, las barras entran en acción sólo después de la fisuración del hormigón, pero en este punto, el apoyo puede verse comprometido. A fin de controlar la abertura de fisura y prevenir la rotura por desconchado, deberá añadirse una armadura efectiva de borde hecha de estribos horizontales de pequeño diámetro en forma de U, distribuidos cercanos a lo largo de la parte inferior de la viga. Estos estribos horizontales son particularmente importantes para pequeñas relaciones  $c/d$ , ya que coaccionan a los pasadores después de que el hormigón fisure. Deberán distribuirse sobre una altura  $e_v + c$  desde la parte inferior, con un espaciado no mayor que 50 mm y dimensionados para una resistencia de cálculo igual a la acción prevista.

Deberá proporcionarse un conjunto de cercos o mallas de armaduras horizontales superiores distribuidas de forma homogénea y cercana, a fin de prevenir la abertura de fisuras y la rotura por desconchado del borde la viga en el caso de que se produzca una fisuración localizada en



los apoyos del forjado nervado. Este conjunto de cercos o mallas tendrá una separación  $s \leq 1,5c \leq 100$  mm e incluirá una barra longitudinal de diámetro  $\geq 0,12s$  a lo largo de la esquina.



### 2.2.3. DUCTILIDAD

El límite de fallo de los conectores metálicos no se ha alcanzado nunca en los ensayos mostrando un comportamiento sobre-resistente. Además, el diagrama monótonico fuerza-desplazamiento aparece afectado por distintas contribuciones simultáneas (asientos, rozamiento, deformaciones elásticas y plásticas en alabeo, y enormes modificaciones de forma) que no permiten definir correctamente el límite elástico. Como consecuencia, no podrá cuantificarse la ductilidad.

Debe notarse también que durante los ensayos, la carga se aplica de tal forma que impide el desconchado de los bordes del nervio de hormigón traccionado. A causa de los posibles fallos tempranos debidos al desconchado de los bordes, el comportamiento de la conexión podrá ser frágil en condiciones reales de construcción.

### 2.2.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos muestran que la suma de diversas contribuciones conlleva una baja capacidad de disipación, sensiblemente mayor en los angulares “debilitados” delgados (deformados en frío) que en los angulares “robustos” laminados en caliente.

En cualquier caso, no se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, debido a su posición en el conjunto de la estructura y a su gran rigidez en comparación con la flexibilidad de las columnas.

### 2.2.5. DEFORMACIÓN

El límite de deformación funcional se asume que está a  $\pm 24$  mm, siendo el desplazamiento relativo total longitudinal de alrededor de 50 mm, el máximo compatible sin requisito de pérdida de apoyo en diseños normales.

### 2.2.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, en el límite de deformación funcional, no hay deterioro significativo de resistencia después de tres ciclos.

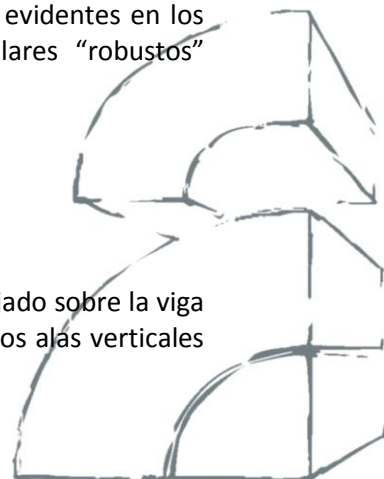
### 2.2.7. DAÑO

Al finalizar los ensayos monótonicos y cíclicos llevados hasta el límite de deformación funcional, permanecerán deformaciones residuales significativas como resultado de los efectos no conservadores. Las deformaciones plásticas alabeadas serán mucho más evidentes en los angulares “debilitados” delgados (deformados en frío) que en los angulares “robustos” laminados en caliente.

## 2.3. APOYOS CON SUELA DE ACERO

### 2.3.1. GENERALIDADES

La Figura 2.3.1. muestra la conexión final de un nervio de un elemento de forjado sobre la viga de apoyo. Se utiliza una suela metálica, hecha de una placa horizontal con dos alás verticales



soldadas a ella. La suela se sitúa debajo del nervio, unida a éste mediante un pasador y a la viga con dos pernos de anclaje (fijaciones). En la parte inferior del nervio podrá colocarse una chapa metálica en forma de U con un tubito pasante soldado a ésta.

En las suelas metálicas, los agujeros previstos para los pasadores y los pernos deberán ser rasgados en direcciones ortogonales a fin de compensar las tolerancias. Esto requiere que se añadan unas placas estriadas adecuadas que aseguren el agarre en la dirección de los agujeros.

Este tipo de conexión puede simularse por rótulas esféricas en el modelo global del análisis estructural.

No ha sido ensayado el comportamiento en la dirección transversal horizontal (véase la Figura 2.3.4).

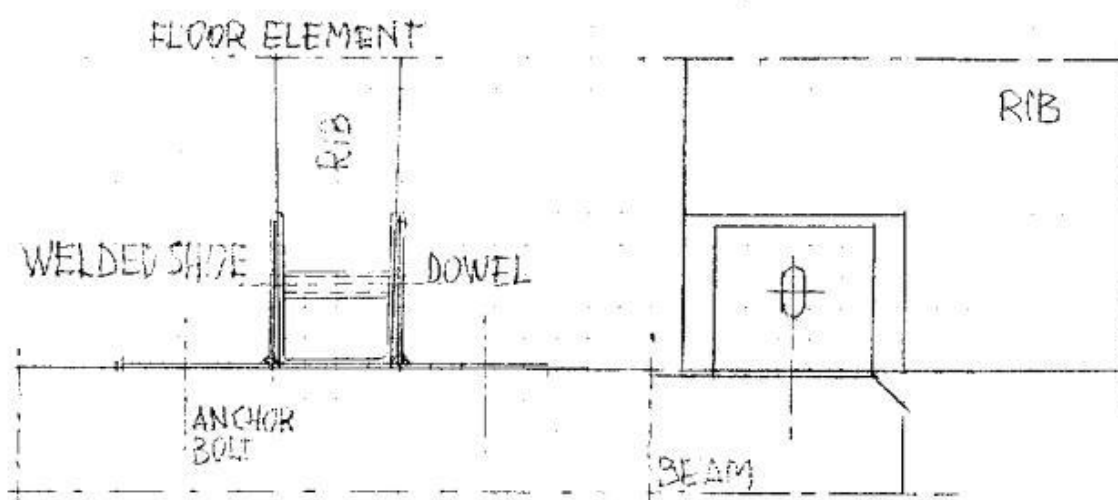


Fig. 2.3.1

### 2.3.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones, dejan fuera de la consideración el rozamiento que tiene lugar entre las partes debido al peso del elemento apoyado. De hecho, bajo las sacudidas horizontales y verticales simultáneas en condiciones sísmicas, la conexión deberá además trabajar instantáneamente en ausencia del peso.

En la dirección longitudinal del nervio, la suela proporciona una restricción isostática activada sin desplazamientos iniciales significativos.



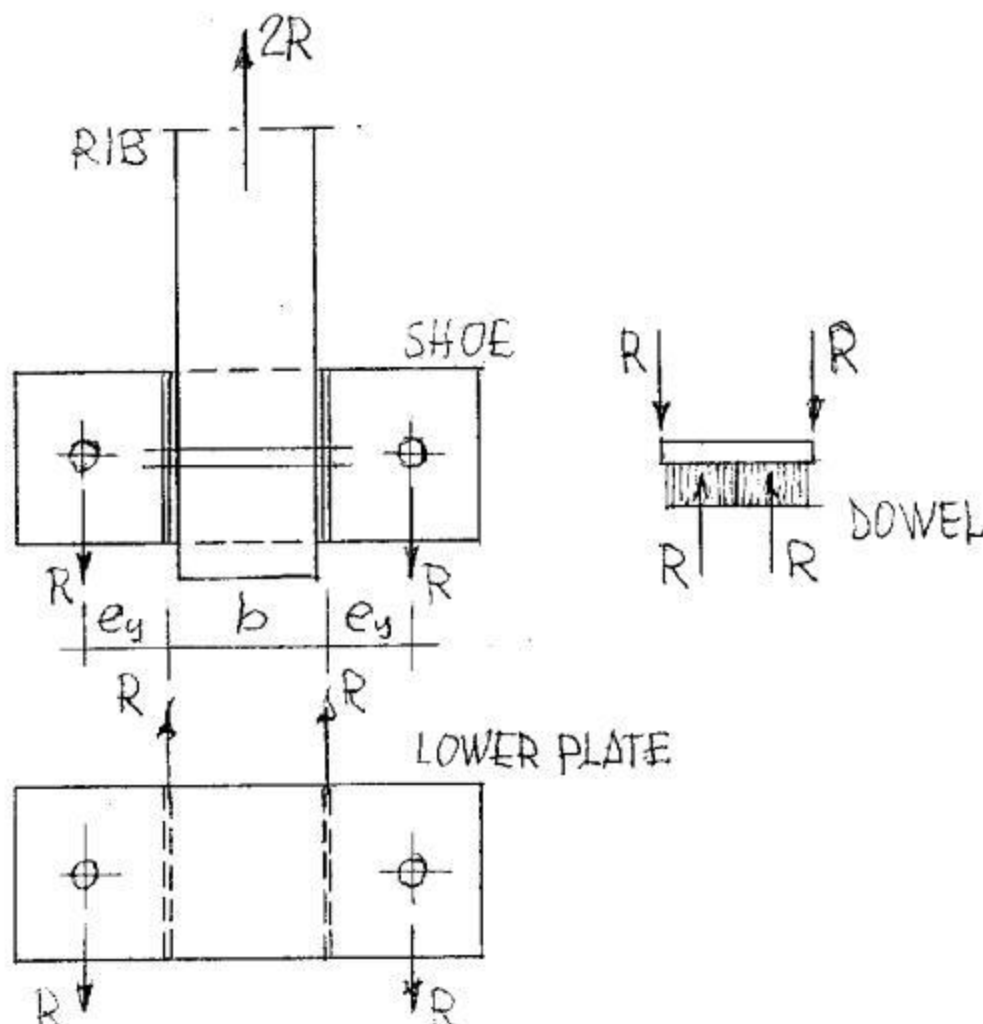


Fig. 2.3.2

### 2.3.2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO

La Figura 2.3.2 muestra los detalles en planta del mecanismo resistente para una acción aplicada en la dirección longitudinal del nervio. El flujo de la fuerzas  $R$  se dirige desde el nervio hasta los fijadores anclados a la viga, a través de la intervención de una distribución plana de tensiones en la placa inferior de la suela.

La presión de apoyo del tubito que contiene el pasador sobre el hormigón circundante, se distribuye de forma constante a lo largo de la anchura del nervio.

La Figura 2.3.3 muestra los detalles en alzado del mecanismo resistente para la misma acción longitudinal. La excentricidad  $e_y$  de las dos fuerzas  $R$  se compensa por un par de fuerzas verticales  $V$  con un brazo mecánico  $z$ , que está relacionado con la dimensión  $l/2$  del angular metálico. Este par lleva a una tracción de arrancamiento sobre el fijador y a una presión sobre el hormigón.



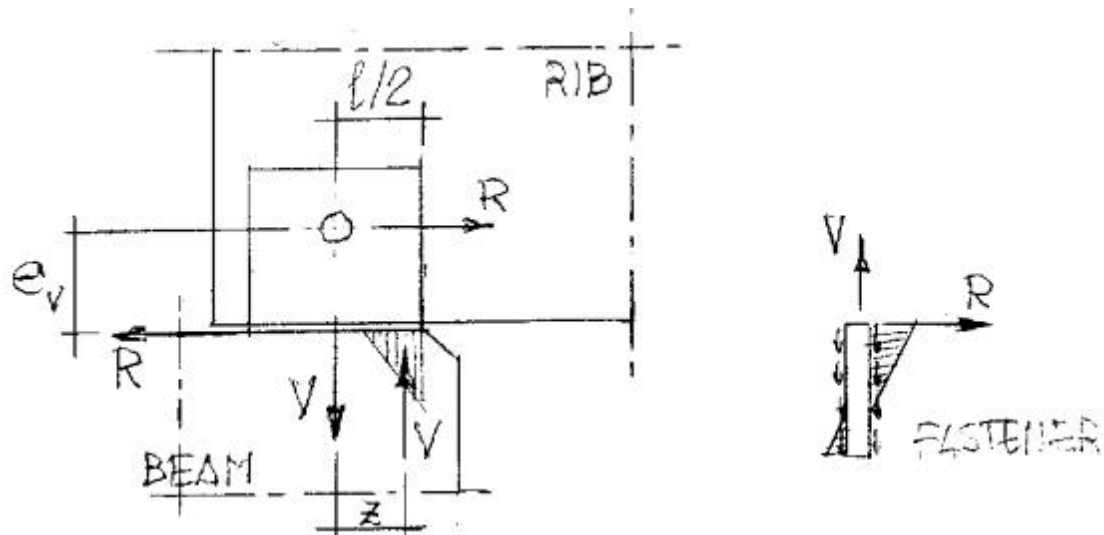


Fig. 2.3.3

En la dirección transversal horizontal, la fuerza  $F$  se transmite a través de la presión directa entre el nervio y una ala, combinada con una flexión en la ala opuesta llevada indirectamente por el pasador en tracción (véase la Figura 2.3.4), donde se prevé que el primer efecto sea el mayor debido a su mayor rigidez. En la base, la fuerza se distribuye homogéneamente sobre los dos fijadores por la rigidez plana de la placa inferior.

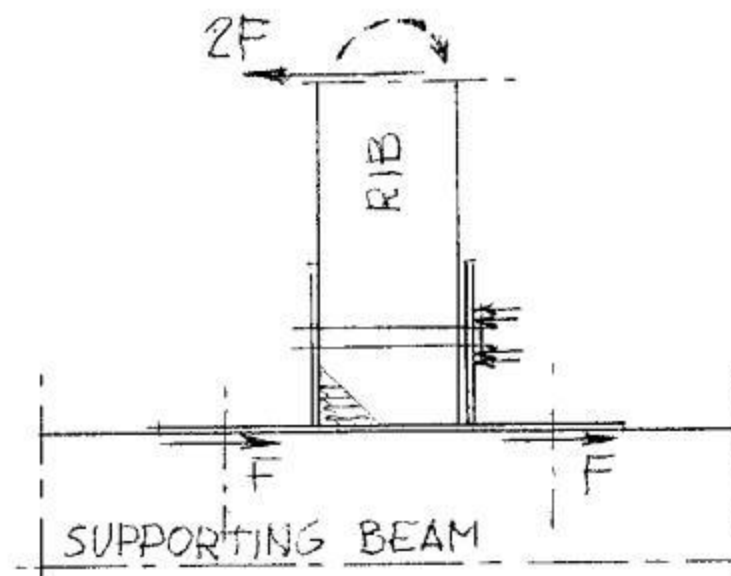
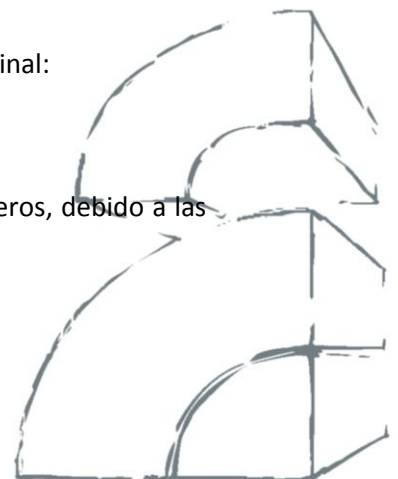


Fig. 2.3.4

### 2.3.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de fallo por la acción longitudinal:

- a – rotura de la sección exterior del pasador sujeta a cortante;
- b – aplastamiento local plástico de las alas o la placa metálica sobre los agujeros, debido a las tensiones del apoyo;
- c – rotura de los pernos de anclaje sujetos a cortante y tracción;



d – desconchado del borde del hormigón del nervio debido a las tensiones de tracción;

e – desconchado del borde del hormigón de la viga debido a las tensiones de tracción.

En un diseño normal, no se prevé la rotura de la suela metálica sujeta a la acción en el plano y a la torsión.

### 2.3.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En referencia a los símbolos de la Figura 2.3.3, se obtiene el siguiente efecto para la acción de una fuerza dada  $R$  evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  <sup>o</sup>:

$$V = R e_v / z \quad \text{con } z \approx l / 3$$

<sup>o</sup> El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

a – pasador

(con  $A_b$  la sección del núcleo de la parte roscada del pasador y  $f_{tk}$  su resistencia característica a tracción):

$$R_{vRd} = A_b f_{vd} \quad (f_{vd} = 0,7 f_{tk} / \gamma_{M2})^\wedge$$

$$(R / R_{vRd}) \leq 1$$

b – suela metálica (alas y placa inferior)

(con un espesor de alas o placa  $t$ , un diámetro del pasador  $\phi$ , una distancia al borde del eje del pasador  $e$  y la resistencia característica a tracción del acero  $f_{tk}$ ):

$$R_{bRd} = 2,5 t \phi f_{td} \quad \text{para agujeros redondos} \quad (f_{td} = f_{tk} / \gamma_{M2})^\wedge$$

$$R_{bRd} = 1,5 t \phi f_{td} \quad \text{para agujeros rasgados perpendiculares a la acción}$$

$$(R / R_{bRd}) \leq 1 \quad (\text{con } l/2 \geq 2,5 \phi \text{ y } e \geq 2,0 \phi)$$

<sup>^</sup> El EC3 recomienda el valor  $\gamma_{M2} = 1,25$  (véase también el PT8).

c – perno de anclaje

( $R_R$  es la resistencia mínima a cortante y  $V_R$  la resistencia mínima a tracción del perno de anclaje declarada por el fabricante)

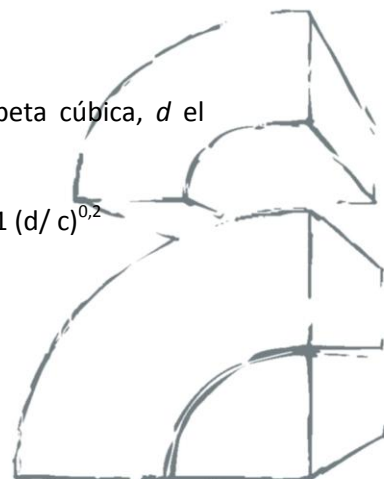
$$(R / R_R)^2 + (V / V_R)^2 \leq 1$$

d – borde del nervio

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $d$  el diámetro del tubito,  $c$  la distancia al borde del eje del pasador)

$$R_{Rk} = 1,4 k d^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck,cúbica} c^3} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (d / c)^{0,2}$$

$$k = (s h) / (4,5 c^2) \quad s = 1,5 c + e_v \leq 3,0 c$$





$h = b / 2 \leq 1,5 c$  para angulares en dos lados,  $h = b / 3 \leq 1,5 c$  para angulares en un lado

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)'' \quad (h \leq 8 d)$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en N,  $d$ ,  $h$ ,  $c$  y  $e_v$  en mm, y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 2.3.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

e – borde de la viga

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón de la probeta cúbica,  $\phi$  el diámetro de los fijadores,  $c$  la distancia al borde del eje del fijador, y  $h = 8 \phi$  la longitud efectiva del fijador)

$$R_{Rk} = 1,6 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{(f_{ck,cúbica} c^3) \psi_{re}} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (d / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)''$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en N,  $d$ ,  $h$ ,  $\phi$  y  $c$  en mm, y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 2.3.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

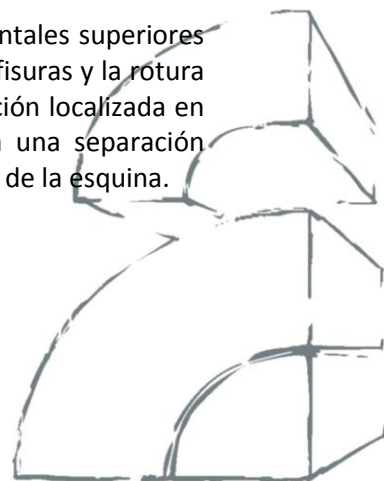
El valor  $\gamma_c = 1,5$  se recomienda en el EC2 (véase también el TS4).

### 2.3.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Los modos de fallo  $d$  y  $e$  relacionados con una fisuración a tracción del borde del hormigón corresponden en general a los mecanismos más débiles. Su resistencia depende principalmente de la distancia al borde del pasador o del perno, de las propiedades del hormigón y de los detalles de armado.

En los nervios de un elemento de forjado, la armadura longitudinal habitual hecha a base de barras de grandes diámetros no previene el desconchado del hormigón, incluso si estas barras están bien ancladas mediante ganchos doblados a 135º: de hecho, las barras entran en acción sólo después de la fisuración del hormigón, pero en este punto, el apoyo puede verse comprometido. A fin de controlar la abertura de fisura y prevenir la rotura por desconchado, deberá añadirse una armadura efectiva de borde hecha de estribos horizontales de pequeño diámetro en forma de U, distribuidos cercanos a lo largo de la parte inferior de la viga. Estos estribos horizontales son particularmente importantes para pequeñas relaciones  $c/d$ , ya que coaccionan a los pasadores después de que el hormigón fisure. Deben distribuirse sobre una altura  $e_v + c$  desde la parte inferior, con un espaciado no mayor que 50 mm y dimensionados para una resistencia de cálculo igual a la acción prevista.

Deberá proporcionarse un conjunto de cercos o mallas de armaduras horizontales superiores distribuidas de forma homogénea y cercana, a fin de prevenir la abertura de fisuras y la rotura por desconchado del borde la viga en el caso de que se produzca una fisuración localizada en los apoyos del forjado nervado. Este conjunto de cercos o mallas tendrá una separación  $s \leq 1,5c \leq 100$  mm e incluirá una barra longitudinal de diámetro  $\geq 0,12s$  a lo largo de la esquina.



### 2.3.3. DUCTILIDAD

El límite de fallo de los conectores metálicos no se ha alcanzado nunca en los ensayos mostrando un comportamiento sobre-resistente. Además, el diagrama monotónico fuerza-desplazamiento no muestra un límite elástico bien definido. Como consecuencia, no podrá cuantificarse la ductilidad.

Debe notarse también que durante los ensayos, la carga se aplica de tal forma que impide el desconchado de los bordes del nervio de hormigón traccionado. A causa de los posibles fallos tempranos debidos al desconchado de los bordes, el comportamiento de la conexión podrá ser frágil en condiciones reales de construcción.

### 2.3.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos muestran una baja capacidad de disipación. De cualquier forma, no se prevén capacidades de ductilidad ni de disipación de energía para este tipo de conexiones, debido a su posición en el conjunto de la estructura y a su gran rigidez en comparación con la flexibilidad de las columnas.

### 2.3.5. DEFORMACIÓN

El límite de deformación funcional se asume que está a  $\pm 24$  mm, siendo el desplazamiento total longitudinal de alrededor de 50 mm, el máximo compatible sin requisito de pérdida de apoyo en diseños normales.

### 2.3.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, en el límite de deformación funcional, no hay deterioro significativo de resistencia después de tres ciclos.

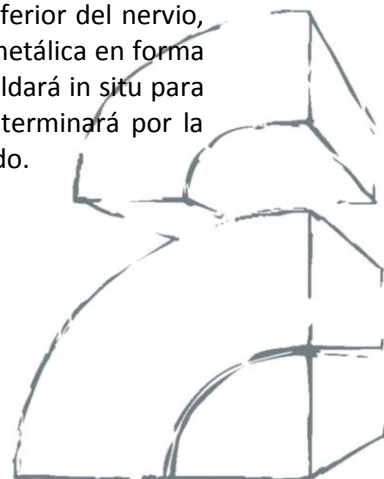
### 2.3.7. DAÑO

Al finalizar los ensayos monotónicos y cíclicos llevados hasta el límite de deformación funcional, permanecerán deformaciones residuales significativas como resultado de los efectos no conservadores. Las deformaciones residuales plásticas alabeadas de la suela de acero serán evidentes.

## 2.4. SOPORTES SOLDADOS

### 2.4.1. GENERALIDADES

La Figura 2.4.1. muestra la conexión soldada de un nervio de un elemento de forjado sobre la viga de apoyo. Se colocará una chapa metálica en forma de U en la parte inferior del nervio, unida a éste mediante fijadores adecuados. Se colocará también una chapa metálica en forma de L en el borde de la viga, unida a ésta mediante fijadores adecuados. Se soldará in situ para poder conectar las dos partes. El número (uno o dos) de soldaduras se determinará por la posibilidad de acceso del soldador a los lados del nervio de elemento de forjado.



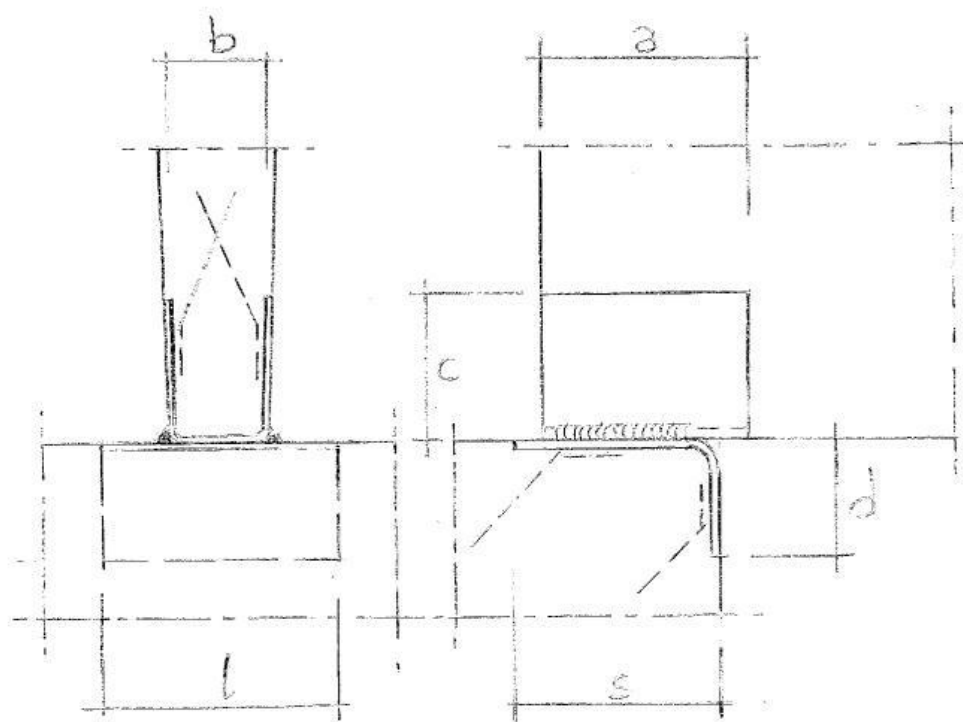


Fig. 2.4.1

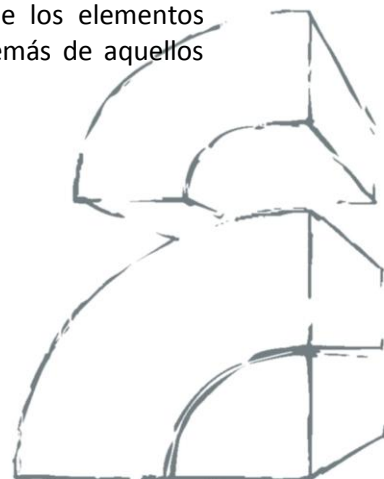
El espesor de las placas metálicas deberá ser proporcionado en referencia al espesor de garganta de la soldadura. Los lazos de anclaje deberán ser adecuados para asegurar la fijación total a las partes de hormigón

## 2.4.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexiones, dejan fuera de la consideración el rozamiento que tiene lugar entre las partes debido al peso del elemento apoyado. De hecho, bajo las sacudidas horizontales y verticales simultáneas en condiciones sísmicas, la conexión deberá además trabajar instantáneamente en ausencia del peso.

### 2.4.2.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO

La Figura 2.4.2 muestra los detalles en planta de la conexión indicando los dos componentes  $R$  y  $F$  de la acción horizontal prevista en condiciones sísmicas. En el análisis estructural, se asumirá que la conexión es una rótula esférica. De hecho, pueden transmitirse pequeños momentos no intencionados, éstos se pueden despreciar en el diseño de los elementos conectados (viga y forjado). Tendrán efectos sobre la propia conexión, además de aquellos considerados a continuación, que podrán absorberse por su ductilidad.



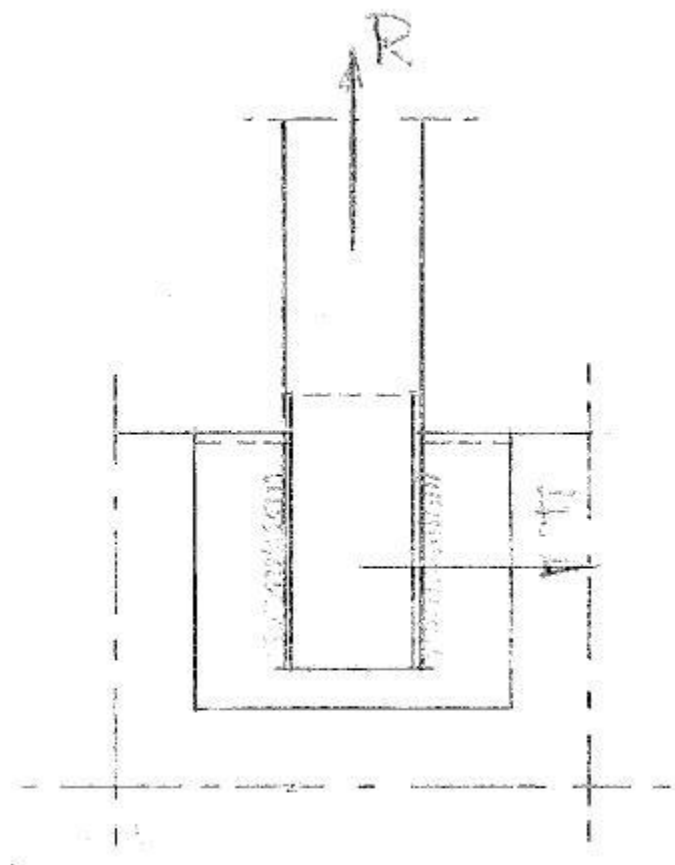


Fig. 2.4.2

#### 2.4.2.2. MODOS DE FALLO

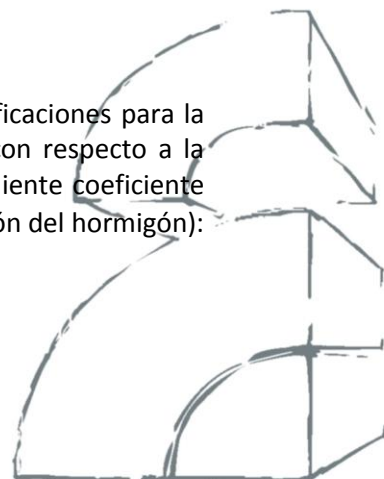
A continuación se indican los principales modos de fallo:

- a – rotura de la soldadura;
- b – fallo de los fijadores anclados al nervio de elementos de forjado;
- c – fallo de los fijadores anclados a la viga;
- d – desconchado del borde del hormigón del nervio debido a las tensiones de tracción;
- e – desconchado del borde del hormigón de la viga debido a las tensiones de tracción.

#### 2.4.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En referencia a los símbolos de la Figura 2.4.1, se aplican las siguientes verificaciones para la acción de una fuerza dada  $R$  evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre resistencia  $\gamma_R$  (con  $f_{ctd}$  el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón):

º El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.



a – soldadura

Se deberán aplicar las reglas del PT8 para la verificación de la soldadura

b/c – fijadores

Deberá hacerse un dimensionamiento adecuado del sistema de anclaje, refiriéndose a la disposición específica de los fijadores.

d – borde del nervio

$$R_{rR} = 0,25 t h f_{ctd}$$

$$h = a + c \leq 2a \quad (\text{véase la Figura 2.4.1 para a, b y c})$$

e – borde de la viga

$$R_{bR} = 0,25 t h f_{ctd}$$

$$h = l + s \leq 2s \quad t = d + s \leq 2s \quad (\text{véase la Figura 2.4.1 para l, s, d y t})$$

Se asume que la resistencia de las placas metálicas se verifica si sus espesores no son menores que el espesor de garganta de la soldadura.

#### 2.4.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Los modos de fallo *d* y *e* relacionados con una fisuración a tracción del borde del hormigón corresponden en general a los mecanismos más débiles. Su resistencia depende principalmente de la distancia al borde del pasador o del perno, de las propiedades del hormigón y de los detalles de armado.

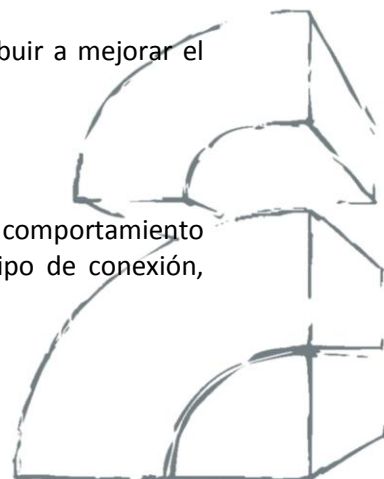
En los nervios de un elemento de forjado, la armadura longitudinal habitual hecha a base de barras de grandes diámetros no previene el desconchado del hormigón, incluso si estas barras están bien ancladas mediante ganchos doblados a 135º: de hecho, las barras entran en acción sólo después de la fisuración del hormigón, pero en este punto, el apoyo puede verse comprometido. A fin de controlar la abertura de fisura y prevenir la rotura por desconchado, deberá añadirse una armadura efectiva de borde hecha de estribos horizontales de pequeño diámetro en forma de U, distribuidos cercanos a lo largo de la parte inferior del borde del nervio.

El uso de hormigón reforzado con fibra de acero al final del nervio, podrá ser una medida efectiva para controlar la fisuración.

La presencia de alambres o cordones adherentes pretensados puede contribuir a mejorar el comportamiento local, reduciendo las tensiones de tracción en el hormigón.

#### 2.4.3. OTRAS PROPIEDADES

No han sido medidos experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión, para la cual no se prevé ninguna capacidad de ductilidad o disipación.



## 2.5. CONEXIONES HÍBRIDAS

### 2.5.1. GENERALIDADES

La Figura 2.5.1. muestra las conexiones en los extremos de elementos nervados para forjado sobre una viga de apoyo. El término “híbrido” se refiere a la disposición de la conexión hecha en la parte superior con barras adicionales y una capa de hormigón in-situ propia de una junta emuladora, y en la parte inferior con un dispositivo de elementos metálicos habituales de una junta típica. La losa superior de hormigón vertido in situ se conecta a los elementos prefabricados mediante cercos salientes que resisten al cortante longitudinal transmitido a través de la superficie de contacto. La conexión inferior podrá realizarse con uno de los métodos descritos en los apartados 2.2, 2.3 y 2.4. En lo sucesivo, se refiere a la solución de soporte soldado descrita en la Figura 2.4.1:

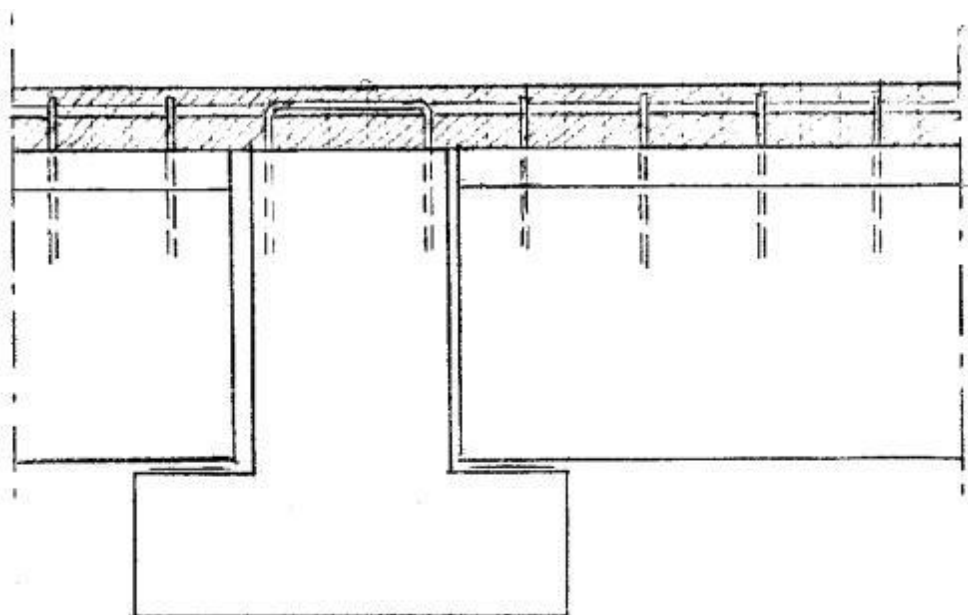


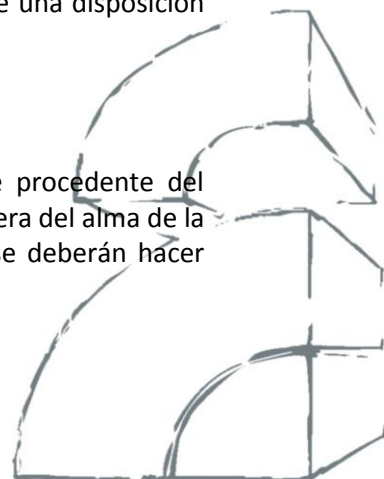
Fig. 2.5.1

### 2.5.2. RESISTENCIA

Este tipo de conexión, después del endurecimiento de la losa superior de hormigón vertido in situ, proporciona entre las partes un apoyo resistente a momentos, con un comportamiento disimétrico para momentos positivos y negativos. Las cargas aplicadas después del endurecimiento de la losa ejercerán su acción sobre el momento resistente de la conexión. El peso propio de los elementos de forjado, incluyendo esta losa, actuará sobre una disposición de apoyo de articulación simple.

#### 2.5.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

En ambos escenarios de apoyo articulado y anclado, el esfuerzo cortante procedente del elemento de forjado se asume que irá completamente al ala que sobresale fuera del alma de la viga. Los detalles constructivos y el método de cálculo del ala y del alma se deberán hacer siguiendo las disposiciones del EC2.



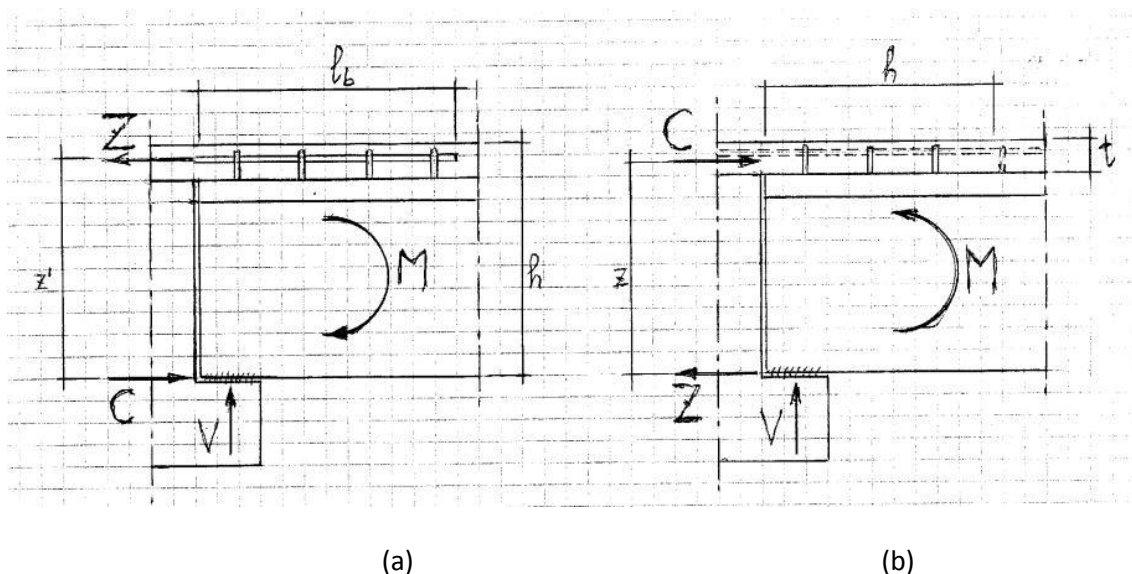


Fig. 2.5.2

Las Figuras 2.5.2.a-b muestran los mecanismos resistentes para momentos negativo y positivo respectivamente. En el primer mecanismo, la fuerza de tracción  $Z$  actuará en las barras longitudinales añadidas a la capa superior de hormigón in situ, y la fuerza de compresión  $C (=Z)$  procederá de las soldaduras inferiores con un brazo mecánico  $z'$ . En el segundo mecanismo, la fuerza de compresión  $C$  actuará en la capa superior de hormigón in situ, y la fuerza de tracción  $Z (=C)$  procederá de las soldaduras inferiores con un brazo mecánico  $z$ .

### 2.5.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de fallo para un momento negativo:

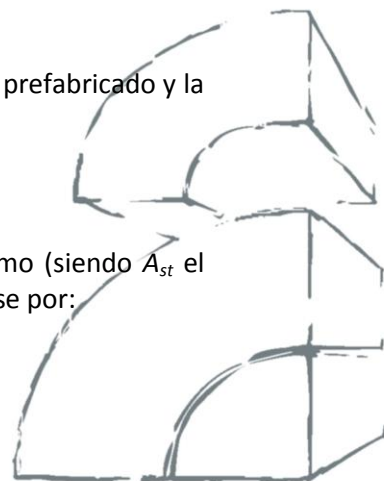
- a – fallo a flexión de la conexión referida al límite elástico de las barras longitudinales superiores;
- b – fallo de adherencia del anclaje de las barras superiores;
- c – fallo a cortante longitudinal de la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y la losa hormigonada in situ;
- d – fallo de la conexión inferior entre el nervio y el ala del soporte.

Para un momento positivo, se indican los siguientes modos principales de rotura:

- e – fallo a flexión de la conexión referida a la rotura de la conexión inferior;
- f – fallo a cortante longitudinal de la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y la capa de hormigón vertida in situ.

### 2.5.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Para un momento negativo (véase la Figura 2.5.2.a), el valor resistente último (siendo  $A_{st}$  el área total de la sección de las barras longitudinales superiores) podrá calcularse por:



$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z' \quad f_{yd} \text{ límite elástico de cálculo del acero}$$

a – flexión

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

donde  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo procedente del análisis estructural para una condición de acción sísmica, que puede calcularse por el diseño por capacidad mediante un coeficiente adecuado de sobre-resistencia  $\gamma_R$ .

b – anclaje de la barra

( $l_b$  es la longitud de anclaje de una barra en la losa superior,  $A_s$  su área,  $u$  su perímetro,  $f_{ctd}$  el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón vertido in situ,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero)

$$l_b \text{ u } f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

donde

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \quad \text{tensión última de adherencia (véase el apartado 8.4.2. del EC2)}$$

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio del acero}$$

c – cortante longitudinal

( $A_{ss}$  área total de la sección de los cercos salientes disponibles en el segmento final de longitud  $h$  del elemento)

$$A_{ss} f_{yd} \geq \gamma_R A_{st} f_{ym}$$

d – conexión inferior

Deberán aplicarse las verificaciones a-b-c del punto 2.4.2.3. referidas a una fuerza actuante  $R = \gamma_R A_{st} f_{ym}$

Para un momento positivo (véase la Figura 2.5.2b), el valor resistente podrá calcularse por

$$M_{Rd} = R_R z$$

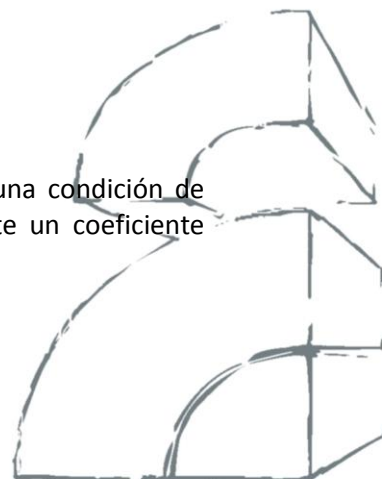
donde  $R_R$  es la resistencia mínima de la conexión inferior calculada a partir de todos los modos de fallo cubiertos por el apartado 2.4.2.3. y  $z \approx h - t/2$

e – flexión

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

donde  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo procedente del análisis estructural para una condición de acción sísmica, que puede calcularse por el diseño por capacidad mediante un coeficiente adecuado de sobre-resistencia  $\gamma_R$ .

f – cortante longitudinal





( $A_{ss}$  área total de la sección de los cercos salientes disponibles en el segmento final de longitud  $h$  del elemento)

$$A_{ss} f_{yd} \geq \gamma_R R_R$$

#### 2.5.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

El coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  de la fórmula indicada en el apartado 2.5.2.3. deberá cuantificarse adecuadamente evaluando el papel del comportamiento de la conexión en la respuesta ante sismo de la estructura. Si la conexión no jugase un papel relevante, podría asumirse un valor de  $\gamma_R = 1,0$ . De otra forma, podrían asumirse los valores recomendados del EC8  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

#### 2.5.3. OTRAS PROPIEDADES

No han sido medidos experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión, para la cual no se prevé ninguna capacidad de ductilidad o disipación. Pueden proporcionarse unas indicaciones genéricas sobre los modos de fallo  $a$  y  $e$ , el primero de ellos relativo a momentos negativos (fallo dúctil esperado), y el segundo referido a momentos positivos (fallo frágil esperado).



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

### 3. CONEXIONES VIGA-COLUMNA (ORDEN 3)

Se deberán adoptar disposiciones apropiadas a fin de proteger los bordes de hormigón de la columna y de la viga frente al desconchado, producidos por la concentración de tensiones bajo la deformación a flexión de la viga y la columna (véanse las Figuras 3.0a-b). Estas disposiciones deberán impedir la aplicación de grandes presiones sobre una banda del área del soporte más cercana a la esquina. La anchura  $a$  de esta banda deberá corresponder al recubrimiento de hormigón de la armadura confinada  $e$ , indicativamente, no deberá ser inferior a 20 mm.

La Figura 3.0c muestra una primera posible solución con un borde achaflanado. La Figura 3.0d presenta una segunda posible solución con un borde protegido por un angular metálico deformado en frío y anclado correctamente a la columna. La Figura 3.0e muestra una tercera posible solución interponiendo un apoyo de caucho deformable. Finalmente, la Figura 3.0f presenta una cuarta posible solución con una placa interpuesta de acero rígido.

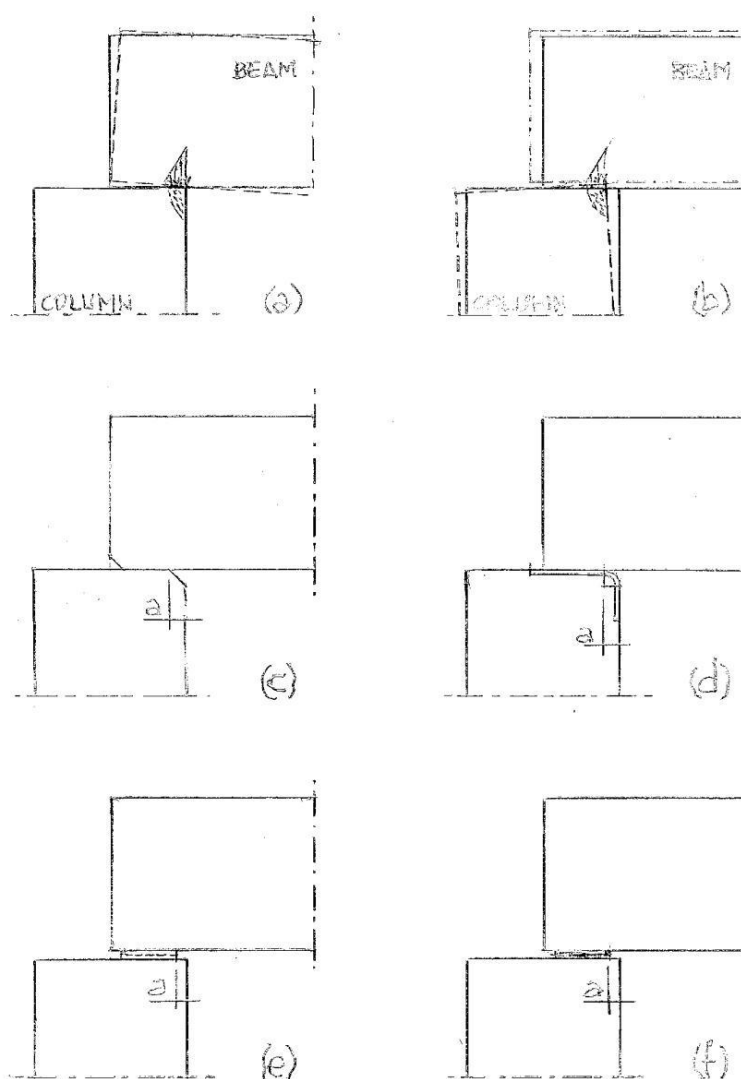


Fig. 3.0



### 3.1. CONEXIONES HORMIGONADAS IN SITU

#### 3.1.1. GENERALIDADES

La Figura 3.1.1. muestra las habituales conexiones hormigonadas in situ entre vigas y columnas, situadas en posiciones distintas. En el caso (a) la conexión se establece en la parte superior de la columna, desde la cual las barras longitudinales sobresalen en la junta y se solapan con las barras salientes de las vigas. El hormigón vertido in situ cubrirá todas estas barras solapadas. El tamaño de junta deberá proporcionar el espacio necesario para asegurar las longitudes de solape exigidas. Este tipo de conexión asegura la transmisión de las fuerzas y los momentos entre los elementos sin desplazamientos significativos. Esto caerá dentro de las posibles regiones críticas del pórtico resistente bajo acciones sísmicas.

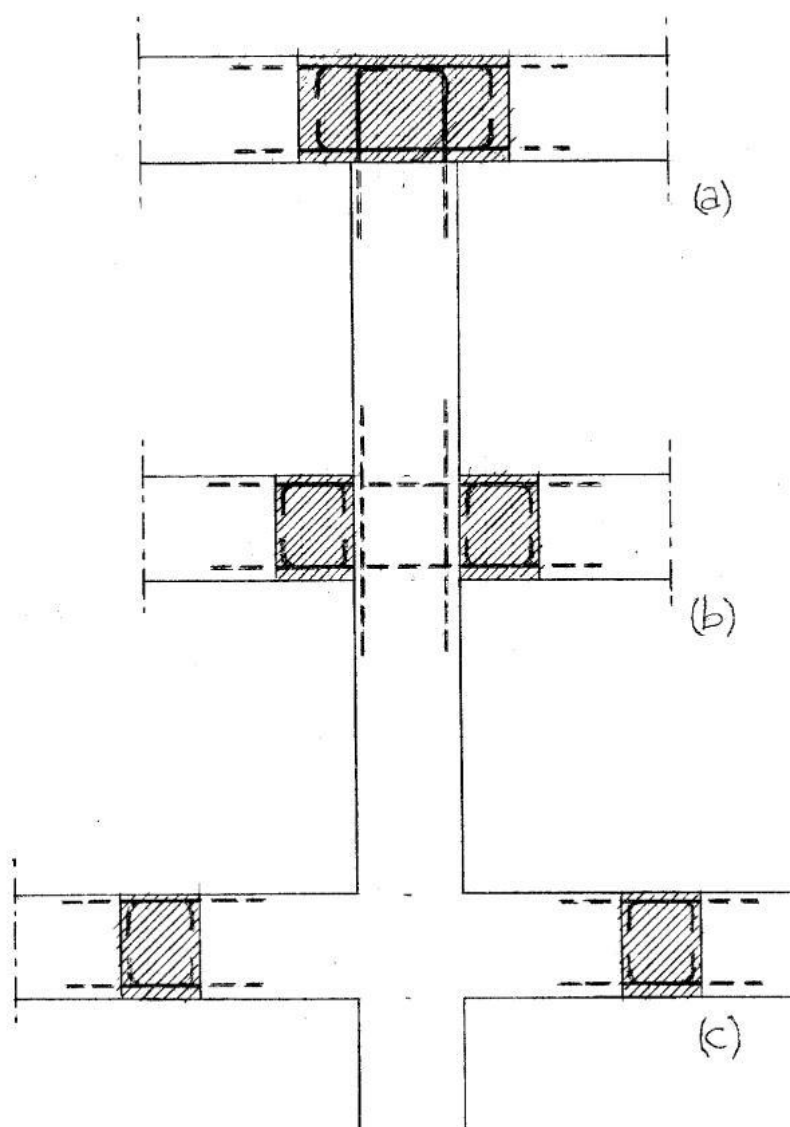
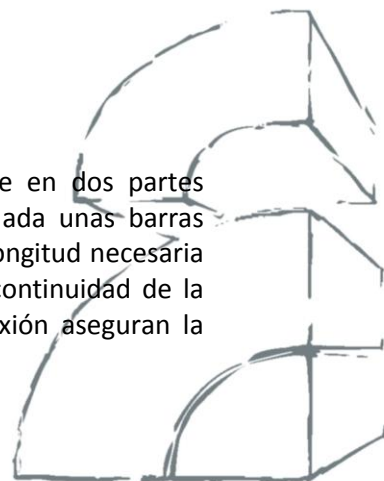


Fig.3.1.1

En el caso (b) la conexión se sitúa en una planta intermedia y se divide en dos partes separadas, una a cada lado de la columna. Se colocarán de forma adecuada unas barras salientes de la columna dentro de las juntas laterales y se solaparán con la longitud necesaria con aquellas que sobresalgan de las vigas. De esta forma se asegurará la continuidad de la columna con sus barras de armado. Las conexiones de este tipo de conexión aseguran la



transmisión de las fuerzas y los momentos entre los elementos sin desplazamientos significativos. Esto caerá dentro de las posibles regiones críticas del pórtico resistente bajo acciones sísmicas.

Podrá adoptarse la solución (c) para mover las conexiones fuera de las posibles regiones críticas de las vigas. En los tres casos descritos, deberán proporcionarse apuntalamientos temporales adecuados a las vigas en las situaciones transitorias de las fases de ejecución.

La conexión podrá moverse dentro de la sección de la columna según se presenta en la Figura 3.1.2a. Dentro del canto del forjado durante las situaciones transitorias, la continuidad de la columna sólo se conseguirá mediante barras longitudinales pasantes. Podrá evitarse la colocación de apuntalamientos temporales durante la ejecución si la continuidad de las barras se desplaza a una posición interior, de forma que se deje espacio para el asiento de las vigas prefabricadas tal y como se describe en la Figura 3.1.2b. Si en la junta se utilizan barras de continuidad del mismo diámetro que las barras longitudinales que hay en la columna, esta solución debilitaría localmente la capacidad de flexión de la columna provocando efectos perjudiciales sobre el comportamiento de la estructura ante una acción sísmica. Debido a la utilización de segmentos de columna superpuestos que se unen en los niveles de los forjados, esta última solución podrá utilizarse en estructuras arriostradas mediante muros o núcleos (sistemas de muro) en que las columnas están principalmente sometidas a una acción axial sin momentos flectores significativos. Podrán utilizarse barras de continuidad de mayor diámetro a fin de asegurar la continuidad uniforme de la resistencia a flexión de la columna a través de la junta en estos sistemas estructurales.

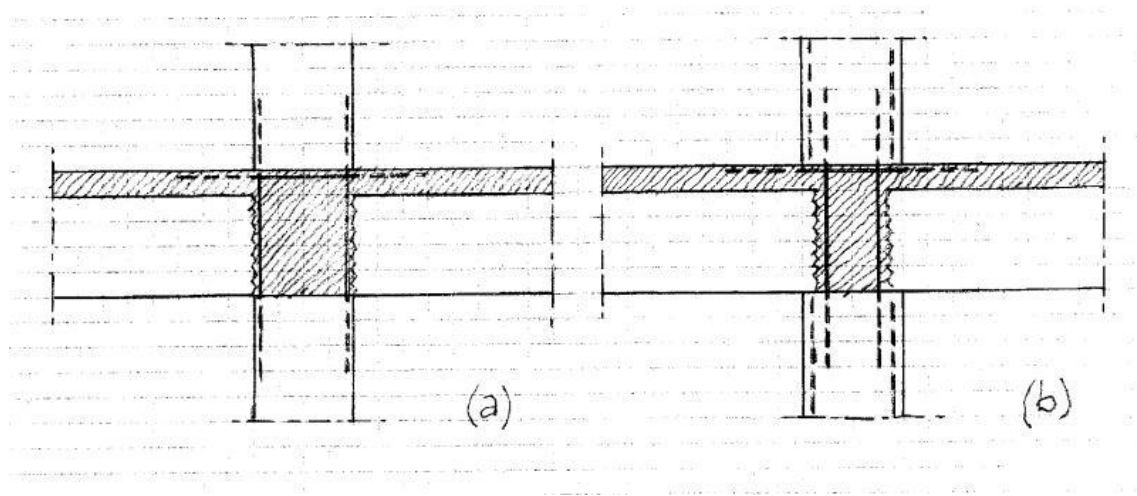
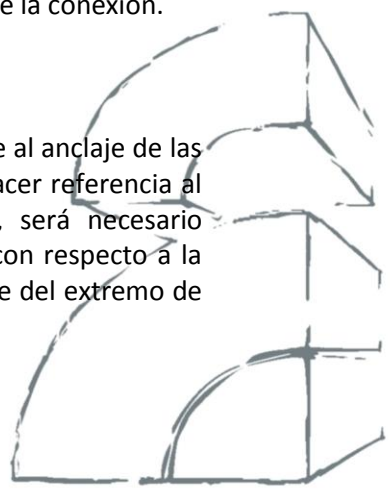


Fig.3.1.2

Con respecto a los croquis de las Figuras 3.1.1 y 3.1.2, deberán disponerse unos cercos adecuados dentro de las juntas. El detalle constructivo de la junta podrá diseñarse de forma diferente dependiendo del tipo de elementos conectados y de la disposición de la conexión.

**3.1.2. RESISTENCIA**

Las verificaciones de resistencia de las conexiones se referirán principalmente al anclaje de las barras solapadas dentro de las juntas. Para dichas verificaciones, se podrá hacer referencia al apartado 8.4 del EC2. A fin de evitar un fallo frágil de la adherencia, será necesario sobredimensionar la longitud de anclaje mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia total a tracción de las barras solapadas. La verificación del cortante del extremo de la viga se realizará siguiendo el modelo normal de cálculo del EC8.



Los siguientes apartados proporcionan reglas más detalladas sólo sobre las disposiciones ensayadas dentro del Proyecto SAFECAST, que es el descrito en la Figura 3.1.2. En particular, los prototipos ensayados constaban solamente de una viga conectada lateralmente a la columna pasante.

### 3.1.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Este tipo de conexión proporciona una unión monolítica de la viga en la junta, asegurando un apoyo completo con la transmisión de las fuerzas y momentos internos. Se aplicarán los modelos habituales para la verificación de cortante y del momento flector de los elementos hormigonados in situ.

### 3.1.2.2. MODOS DE FALLO

- a – fallo a flexión de la conexión referida al límite elástico de las barras longitudinales traccionadas;
- b – fallo de adherencia del anclaje de las barras traccionadas;
- c – fallo a cortante longitudinal de la superficie de contacto entre la viga prefabricada y la losa hormigonada in situ.

La resistencia a cortante de la viga deberá sobredimensionarse mediante diseño por capacidad, con respecto a la resistencia a flexión de sus secciones extremas.

### 3.1.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

El momento resistente último (positivo o negativo) podrá calcularse por:

$$M_{Rd} = A_{st} f_{yd} z \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$$

con

$$z = d - x/2 \quad x = A_{st} f_{yd} / (b f_{cd}) \quad f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c^*$$

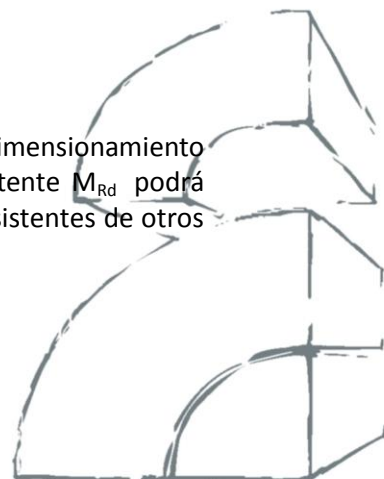
donde  $A_{st}$  es el área sección de la armadura traccionada,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero,  $d$  es el canto efectivo de la sección de la viga,  $b$  es la anchura de su cordón comprimido y  $f_{ck}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón.

a – flexión

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

donde  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo procedente del análisis estructural. Para el dimensionamiento del sistema estructural resistente ante la acción sísmica, el momento resistente  $M_{Rd}$  podrá entrar en el cálculo mediante diseño por capacidad junto a los momentos resistentes de otros elementos convergentes en el nudo.

b – anclaje de la barra



( $l_b$  es la longitud de anclaje de una barra en la losa superior,  $A_s$  su área seccional,  $u$  su perímetro,  $f_{ctd}$  el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón vertido in situ,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero)

$$l_b \text{ u } f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

donde

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \quad \text{tensión última de adherencia (véase el apartado 8.4.2. del EC2)}$$

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio del acero}$$

c – cortante longitudinal

( $A_{ss}$  área total de la sección de los cercos salientes disponibles en el segmento extremo de longitud  $h$  del elemento)

$$A_{ss} f_{yd} \geq \gamma_R A_{st} f_{ym} \text{ }^\circ$$

\*El EC2 recomienda los valores  $\gamma_C = 1,5$  y  $\gamma_S = 1,15$ .

° El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

#### 3.1.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

En las disposiciones descritas en la Figura 3.1.1., resulta difícil evaluar un límite elástico preciso de las secciones en la junta debido a la incertidumbre de las tensiones de las barras dentro de la longitud de solape. Por esta razón, es preferible sobredimensionar las conexiones siguiendo el apartado 5.11.2.1.2. del EC8. La conexión podrá asumirse como disipadora de energía si se cumplen las condiciones del apartado 5.11.2.1.3. del EC8. En el caso (c) de la Figura 3.1.1., podrá aplicarse el apartado 5.11.2.1.1. del EC8.

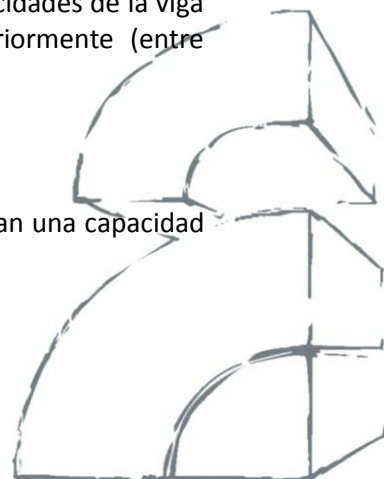
#### 3.1.3. DUCTILIDAD

En la disposición de la Figura 3.1.2., se ha medido siempre en el ensayo un desplazamiento de ductilidad por encima de 4,0. Esto se refiere a la disposición del ensayo que incluye una parte importante de la viga, de forma que las medidas se refieren principalmente a la contribución a la flexión de la viga.

En general, podrá asumirse que este tipo de conexión asegura todas las capacidades de la viga si está dimensionada correctamente siguiendo las reglas descritas anteriormente (entre ductilidad media y alta).

#### 3.1.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos realizados sobre la disposición de la Figura 3.1.2. muestran una capacidad de disipación media, que es atribuida a la viga.



### 3.1.5. DEFORMACIÓN

En los ensayos cíclicos, se han alcanzado desplazamientos relativos de alrededor de 1,5% para los momentos positivos (losa superior en compresión) y de alrededor de 2,0% para los momentos negativos (losa superior en tracción).

### 3.1.6. DETERIORO

Se ha medido un deterioro de la resistencia límite después de tres ciclos de cualquier amplitud, antes del fallo.

### 3.1.7. DAÑO

Con desplazamientos relativos mayores del 1%, se han observado giros relativos entre la viga y la columna. Con desplazamientos relativos superiores, se han producido deformaciones plásticas a flexión con la superación del límite elástico de las barras longitudinales traccionadas. También se ha observado la penetración en la junta de fisuras a cortante.

(Nota: este párrafo no existe en el original inglés)

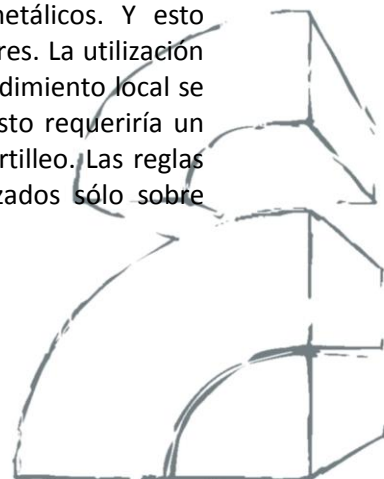
Al finalizar los ensayos monotónicos y cíclicos llevados hasta el límite de deformación funcional, permanecerán deformaciones residuales significativas como resultado de los efectos no conservadores. Las deformaciones plásticas alabeadas de serán mucho más evidentes en los angulares debilitados (deformados en frío) que en los angulares laminados en caliente.

## 3.2. CONEXIONES CON PASADORES

### 3.2.1. GENERALIDADES

La Figura 3.2.1. muestra la conexión extrema de una viga sobre su columna de apoyo. En el caso (a), dos pasadores sobresalen de la parte superior de la columna y se encajan dentro de los manguitos introducidos en la viga. Los manguitos se rellenan con mortero sin retracción de resistencia adecuada para asegurar la adherencia del anclaje de los pasadores. El anclaje podrá también asegurarse disponiendo en los pasadores un tope fijado a la cabeza con una tuerca roscada. De cualquier modo, el manguito deberá rellenarse con mortero para evitar el martilleo en caso de terremoto. El caso (b) se refiere a la misma tecnología pero utilizando un solo pasador. En la dirección transversal, el empleo de dos pasadores mejora la resistencia frente a momentos de vuelco. Debido a la mucha menor estabilidad frente a estos momentos de vuelco, no se recomienda el uso de un solo pasador especialmente en condiciones de cargas descompensadas durante las fases de ejecución de la estructura.

Normalmente la viga se sitúa sobre un apoyo para fijar la carga (véase 3). Si se utilizan apoyos de caucho deformables debido a que tienen mucha menos rigidez, todas las cargas aplicadas después del anclaje por adherencia se transmitirán a los pasadores metálicos. Y esto ocasionará un hendimiento del hormigón localizado alrededor de los pasadores. La utilización de apoyos rígidos metálicos prevendrá contra este efecto. Para evitar el hendimiento local se podrán utilizar los apoyos de caucho con pasadores no adherentes, pero esto requeriría un dispositivo distinto para transmitir las acciones sísmicas horizontales sin martilleo. Las reglas definidas en los siguientes apartados están basadas en los ensayos realizados sólo sobre conexiones con apoyos de caucho flexibles y pasadores adherentes.



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
 PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
 TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

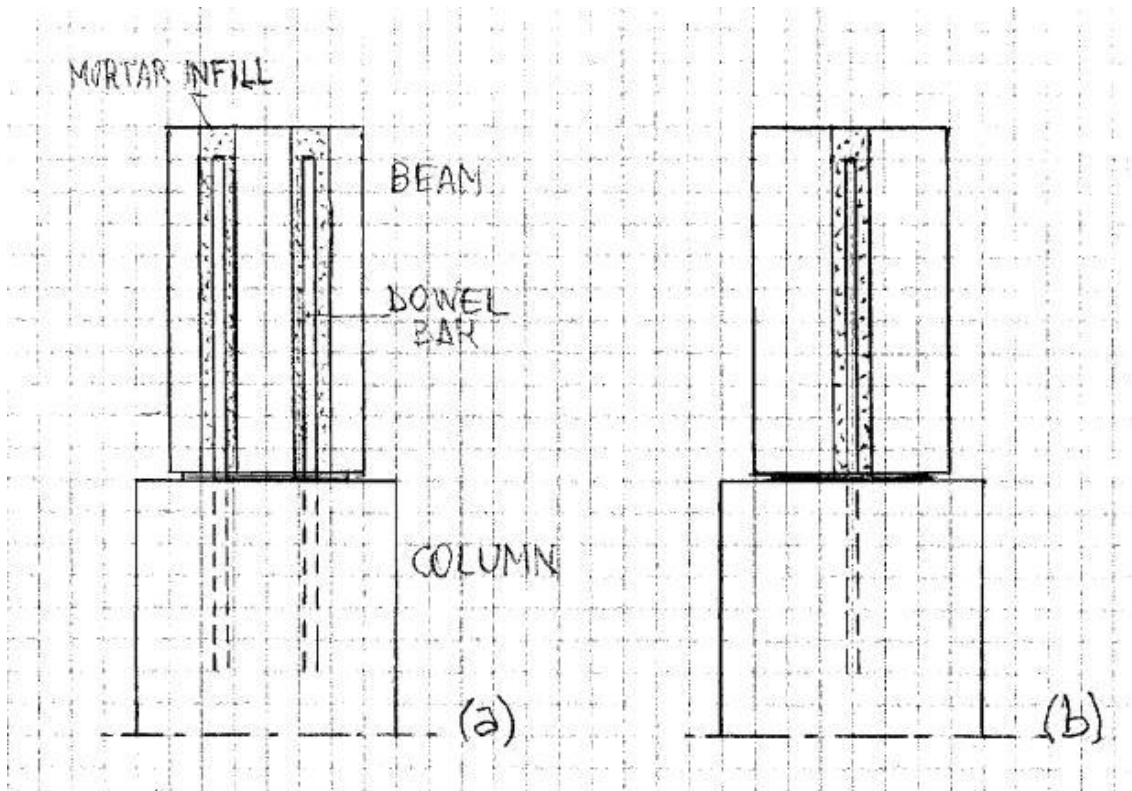


Fig.3.2.1.

Como regla general, se proporcionará un confinamiento adecuado en la cabeza de la columna con estribos y cercos metálicos adicionales. En el extremo de la viga, se dispondrán ganchos anclados delante de los pasadores a fin de contenerlos en caso de desconchado del recubrimiento de hormigón.

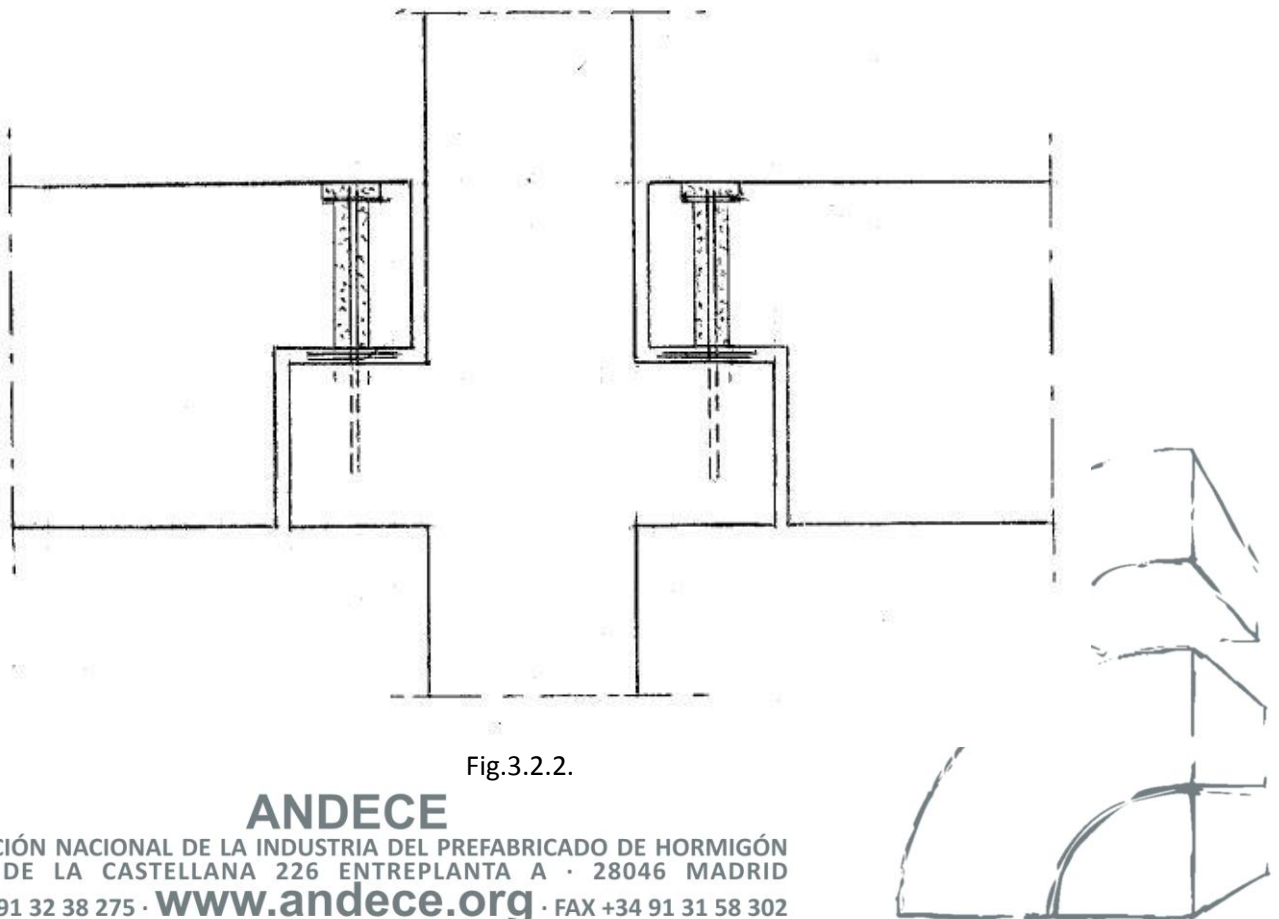


Fig.3.2.2.



Las conexiones viga-columna situadas en plantas intermedias sobre ménsulas exteriores a la columna, tendrán un comportamiento similar con los mismos criterios de diseño. En particular, la Figura 3.2.2. muestra una de estas conexiones con la solución de media madera que mantiene la ménsula dentro del canto de la viga apoyada.

### 3.2.2. RESISTENCIA

Las siguientes indicaciones sobre el comportamiento mecánico de este tipo de conexión, dejan fuera de la consideración el rozamiento que tiene lugar entre las partes debido al peso del elemento apoyado. De hecho, bajo las sacudidas horizontales y verticales simultáneas en condiciones sísmicas, la conexión deberá además trabajar instantáneamente en ausencia del peso.

#### 3.2.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Este tipo de conexión proporciona un apoyo articulado en el plano vertical de la viga y un apoyo completo en el plano vertical ortogonal. En la dirección longitudinal de la viga, la fuerza  $R$  se transmite a través de la resistencia a cortante de la conexión (véase la Figura 3.2.3a), la cual es definida por la resistencia a cortante de los pasadores y su flexión local entre los elementos en correspondencia con el apoyo. En la dirección transversal y omitiendo las cargas gravitatorias verticales, la conexión transmite el esfuerzo cortante  $V$  conjuntamente con el correspondiente momento  $M$  (véase la Figura 3.2.3b).

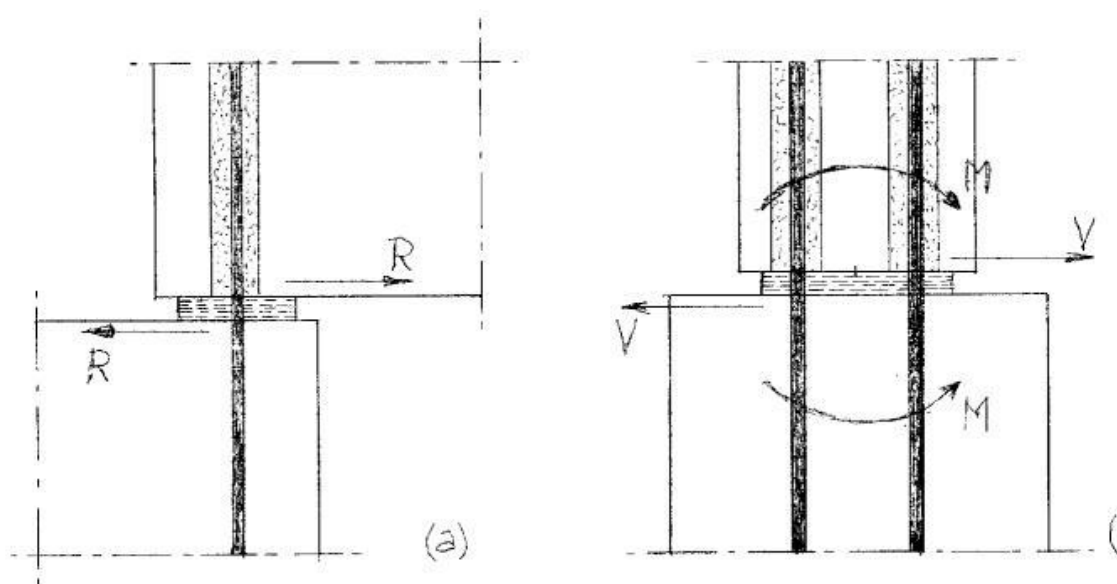


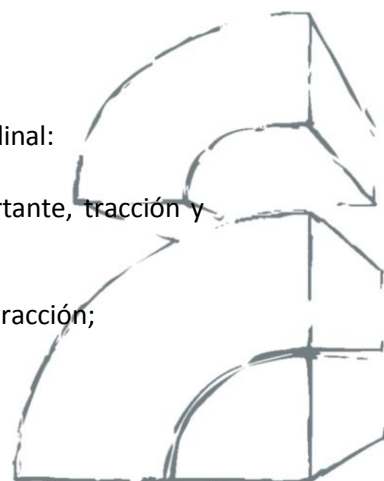
Fig.3.2.3.

#### 3.2.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de fallo por la acción longitudinal:

a – rotura de la conexión de pasador debida a la acción combinada de cortante, tracción y flexión sobre la barra de acero y las tensiones del apoyo sobre el hormigón;

b – desconchado del borde del hormigón de la viga debido a las tensiones de tracción;



c – desconchado del borde del hormigón de la columna debido a las tensiones de tracción.

Los principales modos de fallo por la acción transversal son los siguientes:

d – fallo a flexión de la sección de apoyo debida a la acción de  $M$ ;

e – arrancamiento del pasador en tracción bajo la acción debida a  $M$ ;

f – fallo a deslizamiento por a cortante bajo la acción de  $V$ .

### 3.2.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En referencia a la Figura 3.2.3a, se deberán realizar las siguientes verificaciones para la acción de una fuerza dada  $R$  evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$ .

Para el desconchado de los bordes de hormigón, se sugieren las ecuaciones del TS2 en los puntos (b) y (c) como verificación posible de la resistencia.

a – pasador

(con  $n$  el número de pasadores,  $\phi$  el diámetro de los pasadores,  $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión del hormigón,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero,  $\alpha = \sigma / f_{yk}$  con  $\alpha$  la tensión normal a tracción debida a otros efectos simultáneos sobre el pasador)

$$R_d = 0,90 n \phi^2 \sqrt{f_{yd} f_{cd} (1 - \alpha^2)}$$

$$R_{Rd} \geq R \quad \text{con } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{y} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$$

Si se impide el giro de la junta por la rigidez de los elementos conectados, se podrá tomar como coeficiente el valor 1,0.

b – borde de la viga

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $\phi$  el diámetro del pasador,  $c$  la distancia al borde del eje del pasador,  $h = 8 \phi$  la longitud efectiva del pasador,  $b$  la anchura de la columna,  $n$  el número de pasadores)

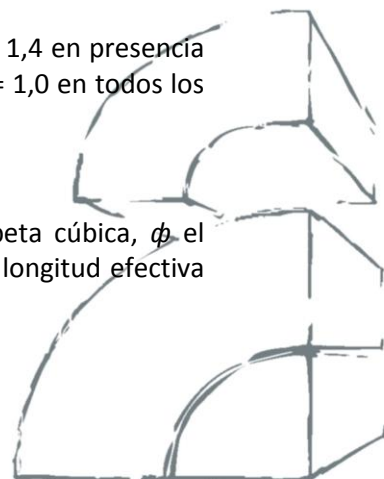
$$R_{Rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{f_{ck,cúbica} c^3} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (\phi / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c) \quad k = b / (3c) \leq n$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en  $N$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $c$  y  $\phi$  en  $mm$ , y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 3.2.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

c – borde de la columna

( $f_{ck,cúbica}$  es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $\phi$  el diámetro del pasador,  $c$  la distancia al borde del eje del pasador,  $h = 8 \phi$  la longitud efectiva del pasador,  $b$  la anchura de la columna,  $n$  el número de pasadores)



$$R_{Rk} = 1,4 k \phi^\alpha h^\beta \sqrt{(f_{ck,cúbica} c^3)} \psi_{re} \quad \alpha = 0,1 (h / c)^{0,5} \quad \beta = 0,1 (\phi / c)^{0,2}$$

$$(R / R_{Rd}) \leq 1 \quad (R_{Rd} = R_{Rk} / \gamma_c)^\wedge \quad k = b / (3c) \leq n$$

donde  $f_{ck,cúbica}$  se expresa en  $N/mm^2$ ,  $R$  y  $R_{Rk}$  en  $N$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $c$  y  $\phi$  en  $mm$ , y  $\psi_{re} = 1,4$  en presencia de armadura de borde tal y como se especifica en el apartado 3.2.2.4, ó  $\psi_{re} = 1,0$  en todos los demás casos.

^ El EC2 recomienda el valor  $\gamma_c = 1,5$  (véase también el TS4).

En referencia a la Figura 3.2.3b, se deberán realizar las siguientes verificaciones para la acción de una fuerza dada  $V$  y un momento  $M$  evaluados mediante el diseño por capacidad con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  °.

d – flexión

( $A_s$  es el área de la sección del pasador,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero,  $z$  el brazo mecánico del par de fuerzas en el punto de apoyo)

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \geq M \quad (z \approx d \text{ puede asumirse con } d \text{ como separación entre los dos pasadores})$$

$$\text{con } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$$

e – arrancamiento

( $l_b$  es la longitud de anclaje de los pasadores en la viga,  $A_s$  es el área de la sección del pasador,  $u$  su perímetro,  $f_{md}$  el valor de cálculo de la resistencia a compresión del mortero en probeta cilíndrica,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero)

$$l_b \text{ u } f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

donde

$$f_{bd} = 0,45 f_{md} \quad \text{tensión última de adherencia}$$

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio del acero}$$

f –deslizamiento por cortante

( $b$  la anchura del punto de apoyo,  $x$  la profundidad de su parte comprimida,  $f_{ck}$  la resistencia característica a compresión del hormigón de la viga o de la columna si es menor,  $A_s$  el área de los pasadores que no han alcanzado el límite elástico por la flexión simultánea,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero)

$$V_{Rd} \geq V \quad \text{con } V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd} \quad \text{donde}$$

$$V_{dd} = 1,3 A_s \sqrt{(f_{cd} f_{yd})} \quad \text{resistencia del pasador resistente a cortante (comprimido)}$$

$$V_{fd} = 0,25 b x f_{cd} \quad \text{resistencia a deslizamiento del hormigón comprimido}$$

$$\text{con } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{y} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$$



º El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

\* El EC2 recomienda los valores  $\gamma_c = 1,5$  y  $\gamma_s = 1,15$ .

### 3.2.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

El modo de fallo  $b$  relacionado con una fisuración a tracción del borde del hormigón de la viga, corresponde a los mecanismos más débiles, de forma indicativa, para una relación  $c/\phi < 6$ , siendo  $c$  la distancia al borde del eje del pasador. Para valores de  $c/\phi \geq 6$ , el modo de fallo  $a$  relacionado con la resistencia del pasador, es el mecanismo más débil.

En la viga, la armadura longitudinal habitual hecha a base de barras de grandes diámetros no previene el desconchado del hormigón, incluso si estas barras están bien ancladas mediante ganchos doblados a 135º: de hecho, las barras entran en acción sólo después de la fisuración del hormigón, pero en este punto, el apoyo puede verse comprometido. A fin de controlar la abertura de fisura y prevenir la rotura por desconchado, deberá añadirse una armadura efectiva de borde hecha de estribos horizontales de pequeño diámetro en forma de U, distribuidos cercanos a lo largo de la parte inferior de la viga. Estos estribos horizontales son particularmente importantes para pequeñas relaciones  $c/\phi$ , ya que coaccionan a los pasadores después de que el hormigón fisure. Deberán distribuirse sobre una altura  $8 \phi$  desde la parte inferior, con un espaciado no mayor que 50 mm y dimensionados para una resistencia de cálculo igual a la acción prevista.

A fin de prevenir en el borde la rotura a causa del desconchado de la columna, deberán disponerse en la cabeza un conjunto de cercos de confinamiento distribuidos relativamente cercanos junto a unos estribos metálicos que enlacen con los pasadores, además de una malla de barras en la cara superior. Para una altura igual al lado más largo de la sección transversal, los cercos se distribuirán con una separación que no supere 100 mm y una relación mecánica de confinamiento volumétrico de al menos 0,08. Los estribos metálicos se situarán en la dirección de la acción, distribuyéndose dentro de una distancia  $8 \phi$  desde la cabeza de la columna y una anchura  $2c$  alrededor de los pasadores, y dimensionados para una resistencia de cálculo igual a la acción prevista.

Las fórmulas de cálculo de los casos,  $a$ ,  $b$  y  $c$  se refieren al uso de apoyos de caucho flexibles. Los apoyos metálicos rígidos no han sido ensayados en la presente investigación.

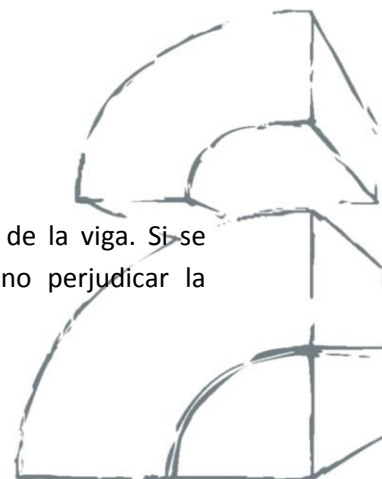
### 3.2.3. DUCTILIDAD

En los ensayos, el modo de fallo  $a$  del pasador expuso una ductilidad local a cortante, resultado de las deformaciones producidas por la tracción y la flexión de los pasadores dentro del hueco de la junta, evaluadas en:

$\mu = 4$  a  $6$  para una relación  $c/\phi \geq 6$

$\mu = 2,5$  a  $3,5$  para una relación  $c/\phi < 6$

No obstante, a veces se produce pronto un desconchado frágil del borde de la viga. Si se proporciona una longitud de anclaje suficiente, el desconchado podría no perjudicar la estabilidad del apoyo.



### 3.2.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos realizados en la dirección longitudinal de la viga muestran una capacidad de disipación media, debida a las deformaciones alternativas de los pasadores dentro del hueco de la junta. Para espesores pequeños de junta, la capacidad de disipación decrecería sensiblemente. Además se produce el aplastamiento del hormigón alrededor de los pasadores con grandes desplazamientos de cortante, reduciendo la capacidad de disipación de energía.

En cualquier caso, para este tipo de conexiones no se prevé que haya contribución de ductilidad ni de disipación de energía a la ductilidad global de la estructura, debido a su posición en el conjunto de la estructura y a su gran rigidez en comparación con la flexibilidad de las columnas. Las conexiones deberán sobredimensionarse mediante el diseño por capacidad con respecto a secciones críticas de la base de la columna.

### 3.2.5. DEFORMACIÓN

En los ensayos cíclicos, se han alcanzado desplazamientos relativos de hasta  $\pm 36$  mm, en las amplitudes últimas antes del fallo.

### 3.2.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, a cualquier nivel de desplazamiento antes del fallo, el deterioro de la resistencia sucede después de cada tres ciclos. En el tercer ciclo, este deterioro de la resistencia puede alcanzar el 25% del valor del primer ciclo.

### 3.2.7. DAÑO

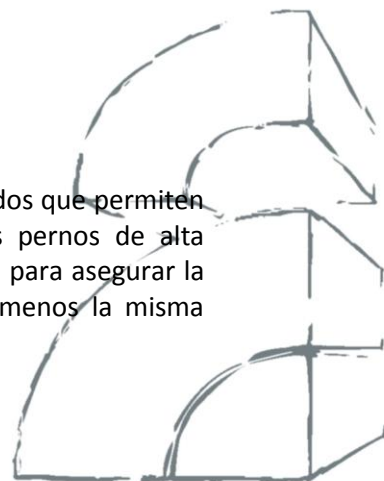
El daño está asociado con el desconchado del hormigón del extremo de la viga, el aplastamiento del hormigón en ambas viga y columna, y la rotura de los pasadores. Normalmente, los dos primeros modos de daño provocan una reducción de la resistencia a cortante pero no el fallo.

Cuando se utilizan apoyos, el fallo ocurre con la rotura a tracción de los pasadores después de grandes deformaciones plásticas. Dependiendo del diámetro de los pasadores y de la relación  $c/\phi$ , los pasadores podrán romperse antes o después de un desconchado significativo de los bordes del hormigón. El punto de rotura está normalmente situado a una profundidad, aproximadamente igual a una distancia  $2\phi$  dentro de la viga o la columna. Como resultado, el fallo de los pasadores no provocará necesariamente una pérdida total de resistencia, ya que una parte de los pasadores rotos sobresale de la columna o de la viga dentro del elemento opuesto, y continúa manteniendo una resistencia significativa contra los movimientos horizontales.

## 3.3. CONEXIONES CON CONECTADORES MECÁNICOS

### 3.3.1. GENERALIDADES

Este tipo de conexiones se refiere a dispositivos mecánicos sobredimensionados que permiten la continuidad a flexión entre los elementos conectados a través de los pernos de alta resistencia. El hueco se rellena con mortero sin retracción de alta resistencia para asegurar la continuidad con los elementos de hormigón. El mortero deberá tener al menos la misma



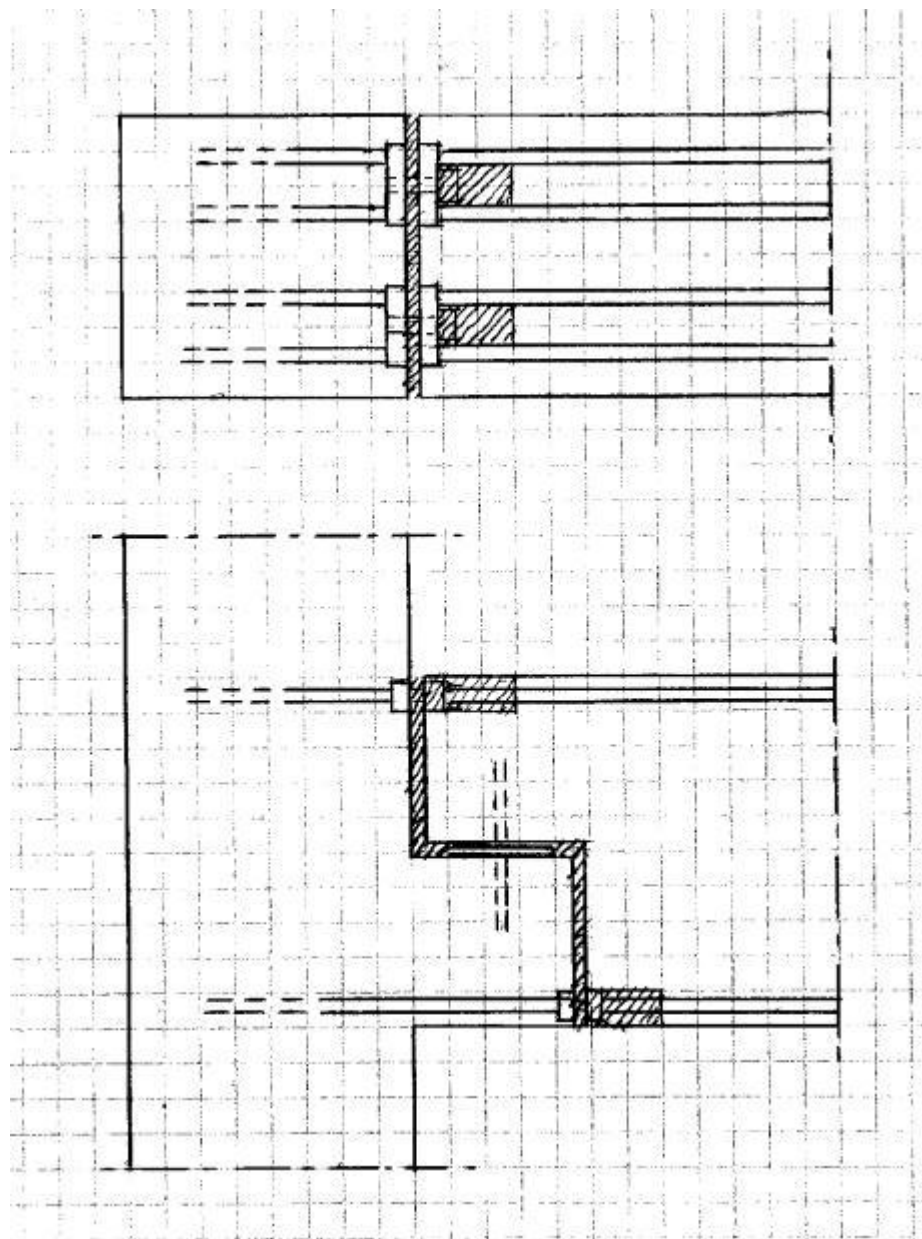
**ANDECE**

resistencia del hormigón. La Figura 3.3.1. muestra en planta y alzado la conexión en el extremo de una viga sobre una columna en una disposición habitual de media madera.

La Figura 3.3.2. muestra los detalles constructivos de los dispositivos de empalme. En el caso (a) de esta figura, las barras de armado se conectan a las dos placas situadas en cada elemento. Se colocan pernos entre las placas para permitir la conexión. En el caso (b), la placa a la cual se fijan las barras de armado, se sitúa sobre la viga, mientras que en la columna se dispone una armadura con un extremo roscado, en la que el perno de empalme se atornilla directamente.

Si la sección de hormigón se ha debilitado sensiblemente por las ranuras realizadas para la instalación del/los perno/s, la sección será restablecida y adecuadamente confinada.

Este tipo de conexión se utiliza normalmente en combinación con pasadores (véase el apartado 3.2.) y puede activarse en una segunda fase durante la ejecución. En este último caso, se deberán comprobar las fases transitorias de construcción.



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
 PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
 TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

Fig.3.3.1.

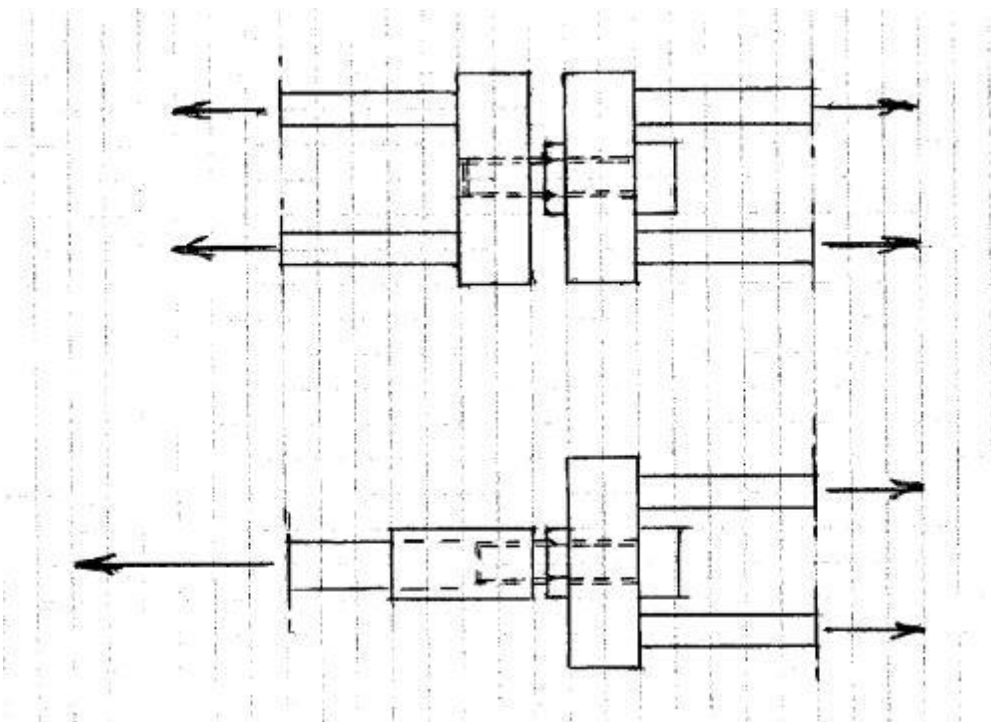


Fig.3.3.2.

### 3.3.2. RESISTENCIA

#### 3.3.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Este tipo de conexión proporciona un apoyo empotrado. Los pernos actúan principalmente a tracción. En algunos casos, podrán también actuar en compresión (si se dispone adecuadamente de una contra-tuerca). En la dirección longitudinal, la fuerza horizontal debida al momento flector se transmite directamente a las barras de armadura a través de la conexión. El mortero de relleno actuará en compresión bajo carga de flexión.

Se asume que el esfuerzo cortante procedente de la viga se transfiere completamente a la ménsula exterior a la columna. Deberán diseñarse detalles constructivos del armado de la ménsula y del extremo de la viga, siguiendo las reglas de cálculo del EC2.

Ya que habitualmente se utiliza este tipo de conexión de forma adicional a los pasadores, la transmisión del cortante horizontal y la resistencia transversal a flexión son por ello soportadas por los pasadores. Cuando el mortero de relleno endurece, la unión entre la viga y la junta puede considerarse como monolítica.

#### 3.3.2.2. MODOS DE FALLO

Se indican a continuación los principales modos de fallo:

a – rotura del conector (perno);



b – deformación excesiva de la/s placa/s de apoyo;

c – separación de las barras de armado.

### 3.3.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Este tipo de conexión se sitúa en una zona crítica. En referencia a la Figura 3.3.2., se deben realizar las siguientes verificaciones para la acción de una fuerza evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la fuerza mayor entre la resistencia de las dos armaduras conectadas por el conector, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia:

a – conector (no dúctil)

siempre que la longitud roscada y las arandelas estén correctamente diseñadas, el conector se sobredimensionará de la forma siguiente:

( $F_{Rmin}$  es la capacidad mínima última del acero del anclaje declarada por el fabricante)

$$F_{Rmin} \geq \gamma_R A_S f_{ym} \quad A_S \text{ es el área máxima de la sección entre las dos armaduras superiores}$$

donde

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio de las barras de acero (} f_{yk} \text{ es el límite elástico característico)}$$

b – placa/s

el espesor de la placa deberá sobredimensionarse a fin de evitar deformación significativa en el límite de fallo.

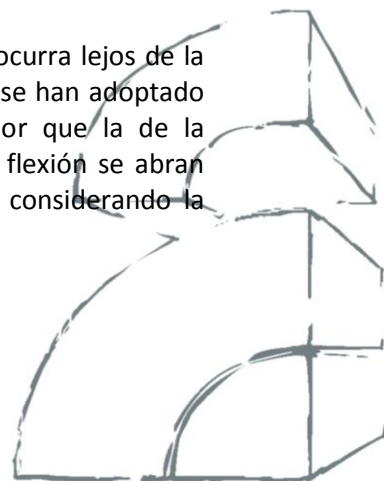
c – armadura

se deberá diseñar una conexión adecuada entre la armadura y la/s placa/s mediante ensayos iniciales de tipo. En caso de soldadura directa, se recomienda que se tenga especial cuidado y se controle para evitar el debilitamiento de la armadura.

\* El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

### 3.3.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Desde que este tipo de conexión es sobre-resistente, se espera que el fallo ocurra lejos de la conexión (en la armadura normal). Desde que los pernos de alta resistencia se han adoptado normalmente como conectadores, su sección transversal puede ser menor que la de la armadura que conectan. De esta forma, se prevé además que las fisuras a flexión se abran dentro de la conexión. La rigidez fisurada del elemento deberá calcularse considerando la sección transversal en correspondencia con los conectadores.





Se deberá prestar especial atención al proceso de relleno con el mortero, especialmente si se trata de complejas superficies y pequeños huecos.

### 3.3.3. DUCTILIDAD

La ductilidad del elemento no queda influenciada por la conexión, la cual es sobre resistente y está dimensionada para permanecer en el dominio elástico.

### 3.3.4. DISIPACIÓN

La disipación de energía de la estructura no depende de la contribución de la propia conexión. De cualquier forma, el daño local del mortero u otros efectos podrán crear un hueco permanente en la junta, afectando el rendimiento cíclico de la conexión. Se recomienda el uso de tuercas dobles para reducir este efecto (haciendo que el perno actúe también en compresión). Podrán aplicarse grandes pares de apriete para retrasar la descompresión y la abertura de la junta.

### 3.3.5. DEFORMACIÓN

Si se compara este tipo de conexión con una solución hormigonada in situ, se espera una deformación a flexión ligeramente mayor del elemento, debida al alargamiento elástico de los pernos empalmados.

### 3.3.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, a cualquier nivel de desplazamiento antes del fallo, no se produce un deterioro significativo de la resistencia después de los tres ciclos.

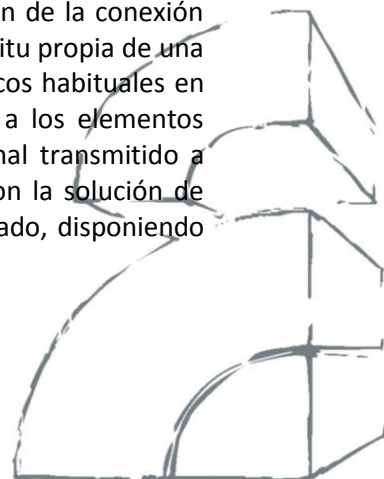
### 3.3.7. DAÑO

Se espera que el fallo se produzca fuera de la conexión, mientras que el daño (fisuración) ocurra también en la junta.

## 3.4. CONEXIONES HÍBRIDAS

### 3.4.1. GENERALIDADES

La Figura 3.4.1. muestra las conexiones en los extremos de vigas sobre ménsulas exteriores a la columna sobre la que apoyan. El término "híbrido" se refiere a la disposición de la conexión hecha en la parte superior con barras adicionales y una capa de hormigón in situ propia de una junta emuladora y en la parte inferior con dispositivos de elementos metálicos habituales en una junta típica. La losa superior de hormigón vertido in situ se conecta a los elementos prefabricados mediante cercos salientes que resisten al cortante longitudinal transmitido a través de la superficie de contacto. La conexión inferior podrá realizarse con la solución de soldadura descrita en el apartado 2.4. para el nervio de un elemento de forjado, disponiendo las adaptaciones dimensionales adecuadas.



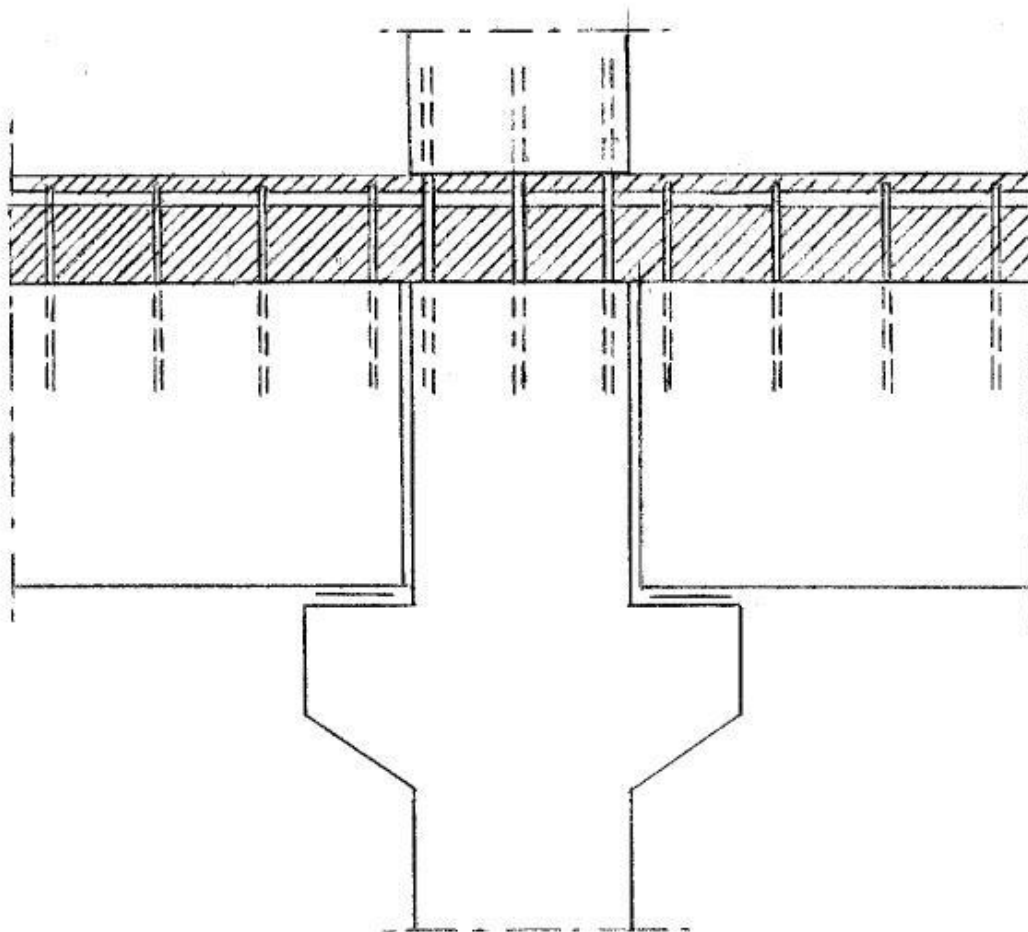


Figura 3.4.1.

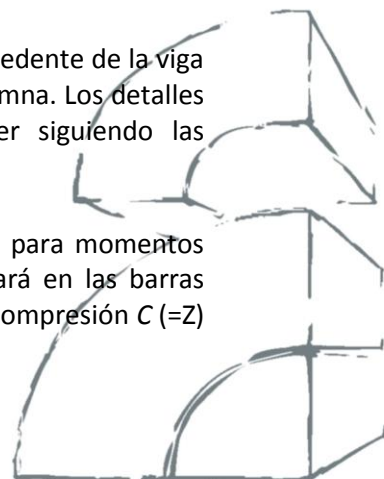
### 3.4.2. RESISTENCIA

Este tipo de conexión, después del endurecimiento de la losa superior de hormigón vertido in situ, proporciona entre las partes un apoyo resistente a momentos, con un comportamiento disimétrico para momentos positivos y negativos. Las cargas aplicadas después del endurecimiento de la losa ejercerán su acción sobre el momento resistente de la conexión. El peso propio de los elementos de forjado, incluyendo esta losa, actuará sobre una disposición de apoyo de articulación simple.

#### 3.4.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

En ambos escenarios de apoyo articulado y anclado, el esfuerzo cortante procedente de la viga se asume que irá completamente a la ménsula que sobresale fuera de la columna. Los detalles constructivos y el método de cálculo de la ménsula se deberán hacer siguiendo las disposiciones del EC2.

Las Figuras 3.4.2.a-b muestran respectivamente los mecanismos resistentes para momentos negativo y positivo. En el primer mecanismo, la fuerza de tracción  $Z$  actuará en las barras longitudinales añadidas a la capa superior de hormigón in situ, y la fuerza de compresión  $C (=Z)$



procederá de las soldaduras inferiores con un brazo mecánico  $z'$ . En el segundo mecanismo, la fuerza de compresión  $C$  actuará en la capa superior de hormigón in situ, y la fuerza de tracción  $Z (=C)$  procederá de las soldaduras inferiores con un brazo mecánico  $z$ .

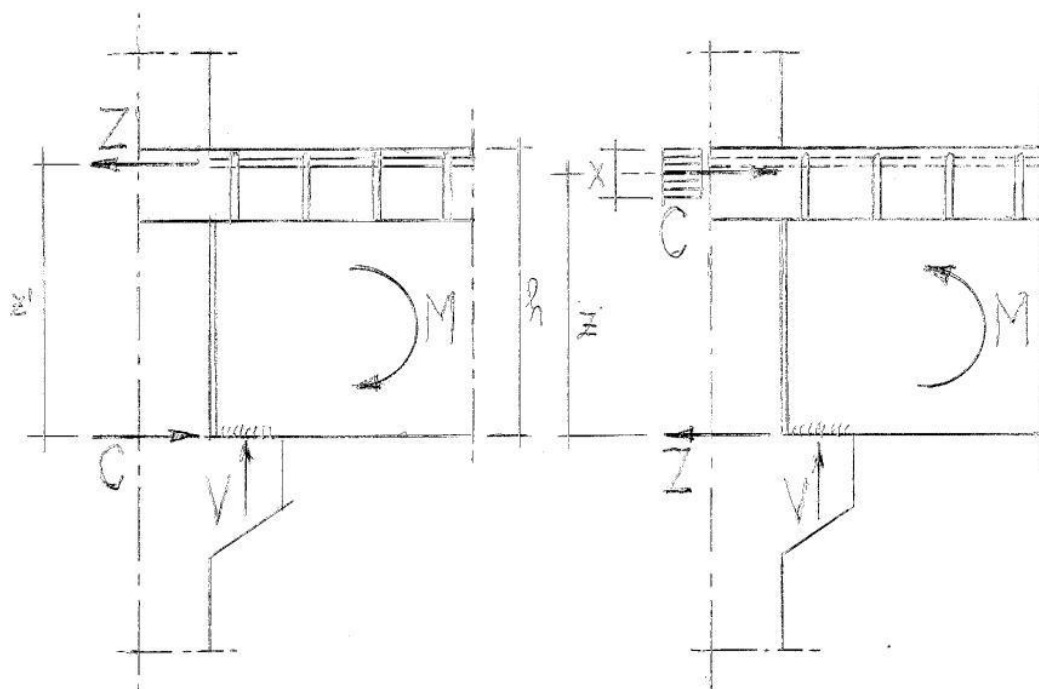


Figura 3.4.2.

### 3.4.2.2. MODOS DE FALLO

A continuación se indican los principales modos de fallo para un momento negativo:

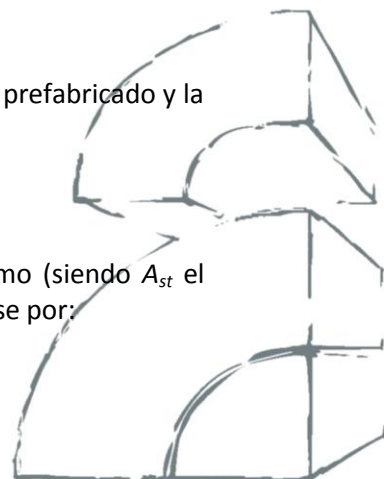
- a – fallo a flexión de la conexión referida al límite elástico de las barras longitudinales superiores;
- b – fallo de adherencia del anclaje de las barras superiores;
- c – fallo a cortante longitudinal de la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y la losa hormigonada in situ;
- d – fallo de la conexión inferior entre el nervio y el ala del soporte.

A continuación se indican los principales modos de fallo para un momento positivo:

- e – fallo a flexión de la conexión referida a la rotura de la conexión inferior;
- f – fallo a cortante longitudinal de la superficie de contacto entre el elemento prefabricado y la losa de hormigón vertida in situ.

### 3.4.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Para un momento positivo (véase la Figura 3.4.2.a), el valor resistente último (siendo  $A_{st}$  el área total de la sección de las barras longitudinales superiores) podrá calcularse por:



$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z' \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s *$$

a – flexión

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

donde  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo procedente del análisis estructural. Para el dimensionamiento del sistema estructural resistente ante la acción sísmica, el momento resistente  $M_{Rd}$  podrá entrar en el cálculo mediante diseño por capacidad junto a los momentos resistentes de otros elementos convergentes en el nudo.

b – anclaje de la barra

( $l_b$  es la longitud de anclaje de una barra en la losa superior,  $A_s$  el área de su sección,  $u$  su perímetro,  $f_{ctd}$  el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón vertido in situ,  $f_{yk}$  el límite elástico característico del acero)

$$l_b \text{ u } f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

donde

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \quad \text{tensión última de adherencia (véase el apartado 8.4.2. del EC2)}$$

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio del acero}$$

c – cortante longitudinal

( $A_{ss}$  área total de la sección de los cercos salientes disponibles en el segmento final de segmento final de longitud  $h$  del elemento)

$$A_{ss} f_{yd} \geq \gamma_R A_{st} f_{ym}$$

d – conexión inferior

Deberán aplicarse las verificaciones a-b-c del punto 2.4.2.3. referidas a una fuerza actuante  $R = \gamma_R A_{st} f_{ym}$

Para un momento positivo (véase la Figura 3.4.2b), el valor resistente podrá calcularse por

$$M_{Rd} = R_R z$$

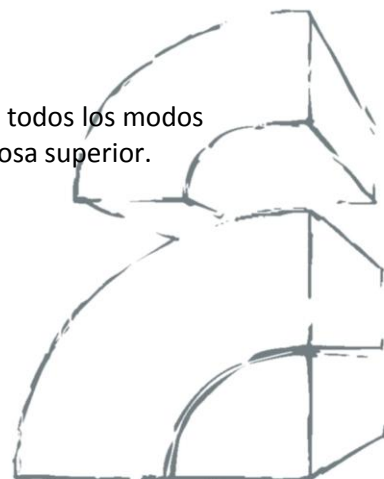
con

$$z = h - x/2 \leq 0,96 h \quad x = R_R / (f_{cd} b)$$

donde  $R_R$  es la resistencia mínima de la conexión inferior calculada a partir de todos los modos de fallo cubiertos por el apartado 2.4.2.3. y  $b$  es la anchura colaborante de la losa superior.

e – flexión

$$M_{Rd} \geq \gamma_R M_{Ed}$$



donde  $M_{Ed}$  es el valor de cálculo procedente del análisis estructural.

$f$  – cortante longitudinal

( $A_{ss}$  área total de la sección de los cercos salientes disponibles en el segmento final de longitud  $h$  del elemento)

$$A_{ss} f_{yd} \geq \gamma_R R_R$$

#### 3.4.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Para momentos positivos, se podrá proporcionar un comportamiento dúctil a flexión disponiendo la parte final de la viga con su armadura longitudinal mínima, y sobredimensionando la parte soldada de la conexión.

#### 3.4.3. DUCTILIDAD

En los ensayos, se ha medido siempre una ductilidad de desplazamiento por encima de 3,5. Esto se refiere a la disposición del ensayo que incluye una parte importante de la viga, de forma que las medidas se refieren principalmente a la contribución a la flexión de la viga. Se espera que la propia conexión proporcione una buena ductilidad para momentos negativos coincidente con la ductilidad de la viga, pero ninguna ductilidad reseñable para momentos positivos. Si se sobredimensiona la conexión inferior mediante el diseño por capacidad, este último comportamiento no hará peligrar las capacidades dúctiles de la viga.

En general, podrá asumirse que este tipo de conexión asegura todas las capacidades de la viga si está diseñada correctamente siguiendo las reglas descritas anteriormente (entre ductilidad media y alta).

#### 3.4.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos realizados muestran una capacidad de disipación media, que es atribuida a la viga.

#### 3.4.5. DEFORMACIÓN

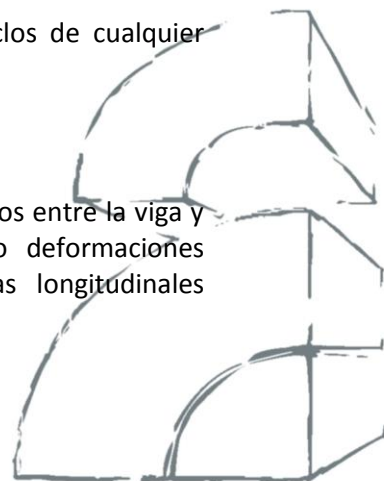
En los ensayos cíclicos, se han alcanzado desplazamientos relativos de alrededor del 2% para los momentos positivos (losa superior en compresión) y de alrededor del 1% para los momentos negativos (losa superior en tracción).

#### 3.4.6. DETERIORO

Se ha medido un deterioro limitado de la resistencia después de tres ciclos de cualquier amplitud, antes del fallo.

#### 3.4.7. DAÑO

En desplazamientos relativos mayores del 1%, se han observado giros relativos entre la viga y la columna. En desplazamientos relativos superiores, se han producido deformaciones plásticas a flexión con la superación del límite elástico de las barras longitudinales traccionadas.



#### 4. CONEXIONES COLUMNA-CIMENTACIÓN (ORDEN 5)

##### 4.1. CIMENTACIONES EN CÁLIZ

La Figura 4.1.1. muestra dos posibles soluciones de conexión de una columna a la cimentación sobre la que se apoya. En ambas soluciones, la columna se inserta en el cáliz delimitado por las cuatro paredes del cimiento. La columna se coloca encima de un apoyo sobre la losa inferior de la zapata. Después de centrar la columna mediante fijación con apuntalamientos provisionales de arriostamiento, la separación interior resultante del fondo con la zapata y periférica con las paredes deberá quedar rellena con mortero sin retracción. El cáliz deberá ser lo suficientemente grande para permitir una buena compactación del mortero de relleno alrededor y debajo de la columna. En la solución de la izquierda, las superficies de la columna y de la cimentación son lisas dentro de la junta. En cambio, las superficies de la solución de la derecha presentan muescas o llaves para mejorar la adherencia del mortero.

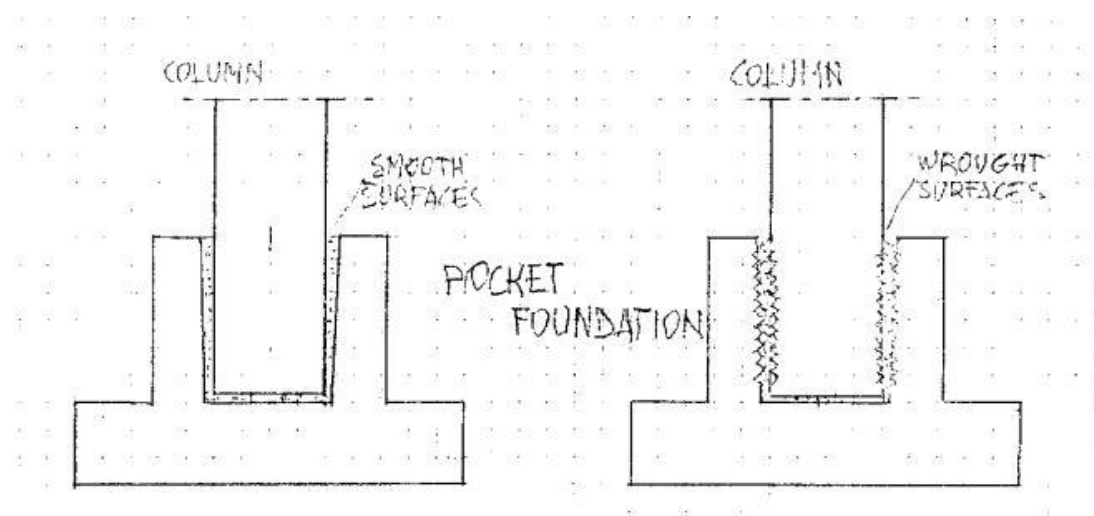


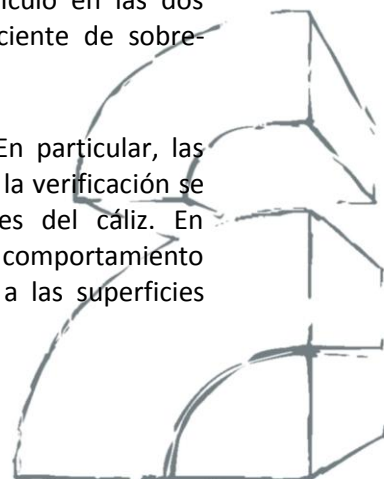
Figura 4.1.1.

En pórticos traslacionales en los que la estabilidad de la estructura reside en la resistencia a flexión de la columna, se recomienda una profundidad mínima de encaje de la columna  $l \geq 1,2 h$ , donde  $l$  es la profundidad de encaje y  $h$  es el mayor lado de la sección de la columna.

##### 4.1.2. RESISTENCIA

En los pórticos traslacionales, deberá verificarse la conexión para la acción del momento último (plástico)  $M_{Rd} = M_{Rd}(N)$  de la sección de la columna contigua con la correspondiente fuerza axial simultánea  $N$  y el cortante  $V$ . Podrá llevarse a cabo este cálculo en las dos direcciones principales de forma independiente. El correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_{R^0}$  deberá añadirse a  $\gamma_R M_{Rd}$ ,  $N$  y  $\gamma_R V$ .

Se podrán tomar las reglas de verificación del apartado 10.9.6. del EC2. En particular, las cimentaciones en cáliz con superficies perfiladas se consideran monolíticas y la verificación se refiere principalmente al correcto solape de barras verticales y paredes del cáliz. En cimentaciones en cáliz con superficies lisas, podrá adoptarse un modelo de comportamiento referido principalmente a un sistema de fuerzas de reacción ortogonales a las superficies adyacentes.



El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

### 4.1.3. OTRAS PROPIEDADES

No han sido medidos experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión, aunque no se esperan capacidad de ductilidad y disipación.

## 4.2. CIMENTACIONES CON BARRAS SALIENTES

### 4.2.1. GENERALIDADES

La Figura 4.2.1. muestra la conexión de una columna sobre una cimentación obtenida mediante el anclaje de barras longitudinales salientes de la base de la columna, que se insertan dentro de unos manguitos corrugados que se han introducido en la cimentación y se rellenan con mortero sin retracción. Debido a su tamaño (de 80 a 100 mm de diámetro), los manguitos se situarán justo fuera del perfil de la columna en la dimensión más ancha del elemento de cimentación, de forma que las barras longitudinales puedan entrar sin ninguna desviación con respecto a su posición recta periférica en la columna.

La propia columna se asentará sobre un lecho de mortero que rellenará la junta hasta arriba. Este lecho deberá ser lo suficientemente fino para evitar el pandeo de las barras dentro del hueco cuando estén sujetas a grandes compresiones; en caso contrario, deberá disponerse de una armadura de confinamiento adecuada.

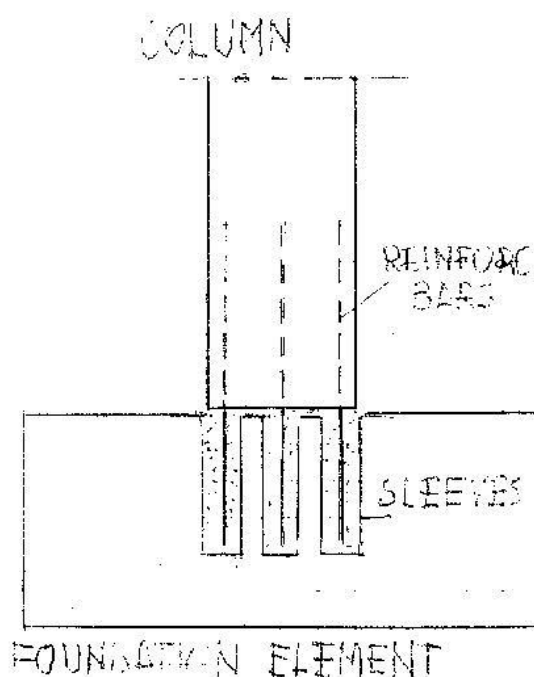


Fig.4.2.1.



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
 PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
 TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

El acero de armado del interior de la columna no necesita ninguna adaptación especial para la conexión. La longitud de la parte saliente de las barras deberá sobredimensionarse mediante diseño por capacidad, a fin de evitar el fallo frágil de la adherencia del anclaje antes de que las barras alcancen el límite elástico en la zona crítica en la base de la columna. Las barras salientes deberán protegerse durante el transporte para evitar cualquier deformación accidental.

Una solución alternativa mantendrá separadas las partes salientes de las barras. Justo antes de la instalación en la propia obra de la columna, estas partes separadas se atornillarán en un casquillo que previamente se habrá fijado al final de la parte interna de la armadura longitudinal. El roscado debilitará las barras y puede poner en peligro la resistencia de la conexión, provocando un fallo frágil temprano. Se deberán adoptar disposiciones técnicas especiales que mantengan la jerarquía de las resistencias de los mecanismos de conexión, que permitan desplegar por completo los recursos de ductilidad de la columna.

Deberá situarse una armadura adecuada en el elemento de cimentación para confinar el hormigón de alrededor de los manguitos y los ancle frente a un posible arrancamiento. Los manguitos deberán rellenarse con mortero fluido justo antes de colocar la columna, cuya verticalidad deberá ajustarse mediante cuñas de madera colocadas en la base y asegurada mediante apuntalamientos provisionales laterales hasta que el mortero endurezca y fragüe lo suficiente.

#### 4.2.2. RESISTENCIA

Deberá verificarse la conexión para la acción del momento último (plástico)  $M_{Rd} = M_{Rd}(N)$  de la sección de la columna contigua con la correspondiente fuerza axial simultánea  $N$  y el cortante  $V$ . Podrá llevarse a cabo este cálculo en las dos direcciones principales de forma independiente. El correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  deberá añadirse como se especifica a continuación.

##### 4.2.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

La Figura 4.2.2. muestra el detalle del mecanismo resistente de la sección de la zapata de la columna, sometida a una acción combinada del momento flector  $M_{Rd}$ , el axial  $N$  y el cortante  $V$ . Suponiendo que a este nivel de acción la armadura traccionada alcanza el límite elástico, la verificación del anclaje deberá referirse a la fuerza de arrancamiento correspondiente al límite elástico medio  $f_{ym}$  de la barra y a un mortero totalmente confinado.





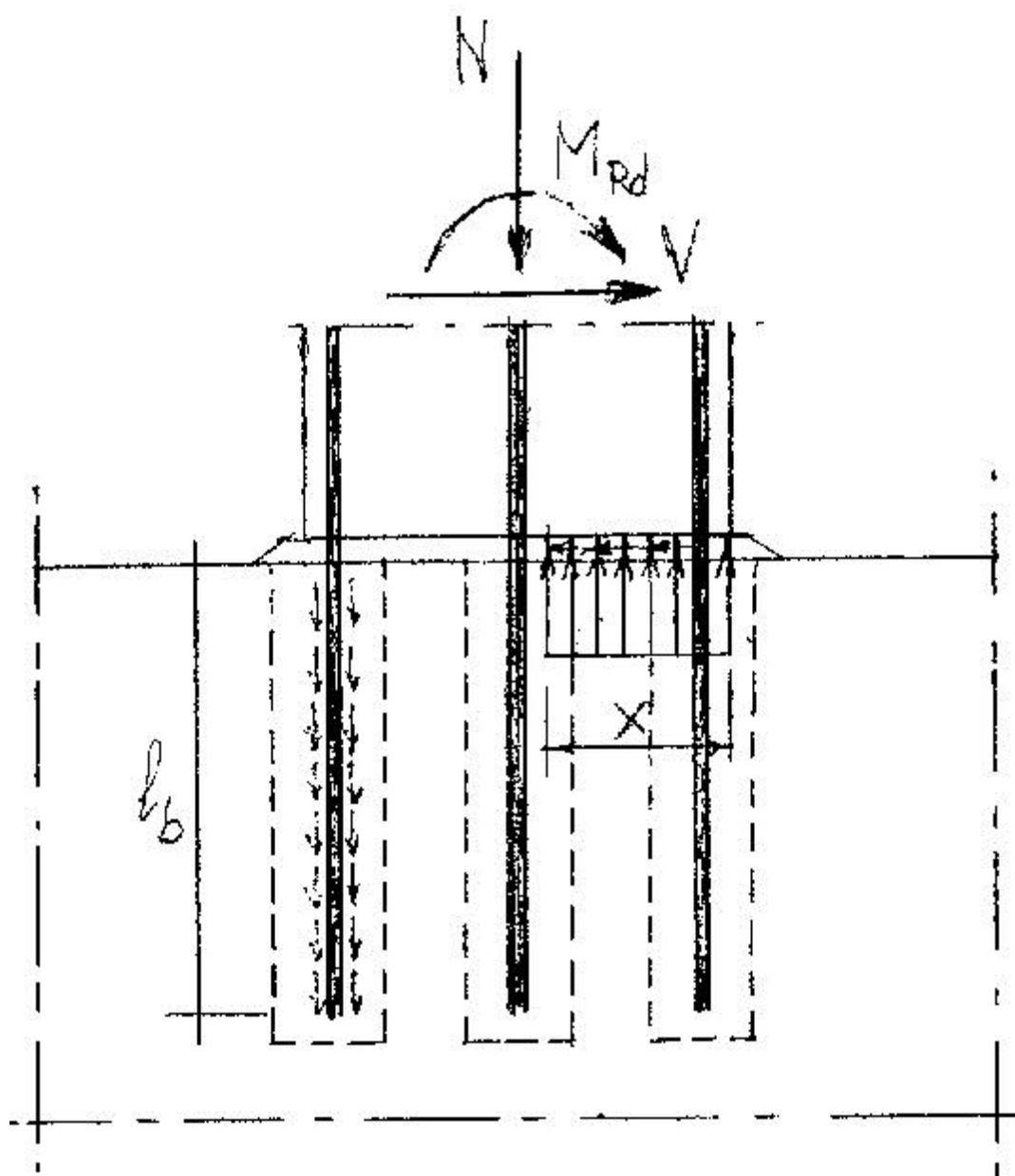
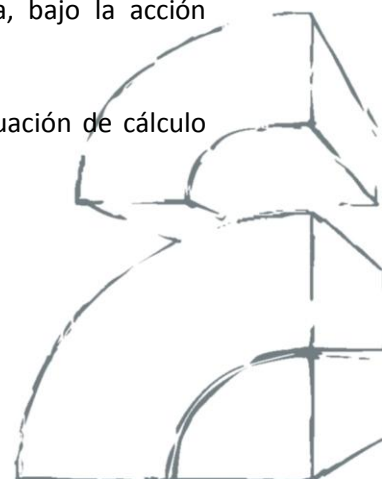


Fig.4.2.2.

#### 4.2.2.2. MODOS DE FALLO

Los modos de fallo se indican a continuación:

- a – arrancamiento de las barras traccionadas de la sección de la zapata, bajo la acción combinada de  $\gamma_R M_{Rd}$ , y  $N$ .
- b – fallo a deslizamiento por cortante en la sección de la zapata, en la situación de cálculo correspondiente a  $\gamma_R M_{Rd}$ ,  $N$  y  $\gamma_R V$ .



### 4.2.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

En referencia a los símbolos descritos en la Figura 4.2.2. y el coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$ , se deberán realizar las siguientes verificaciones:

a – arrancamiento  
( $l_b$  longitud de anclaje de la barra)

$$l_b \text{ u } f_{bd} \geq \gamma_R A_s f_{ym}$$

donde

$u = \pi \phi'$       perímetro de la sección de la barra saliente (siendo  $\phi'$  su diámetro)

$A_s = \pi \phi^2 / 4$       área de la sección de la barra superior (siendo  $\phi$  su diámetro)

$f_{bd} = 0,45 f_{md}$       tensión última de adherencia ( $f_{md}$  la resistencia a compresión de cálculo en probeta cilíndrica del mortero)

$f_{ym} = 1,08 f_{yk}$       límite elástico medio de la barra superior de acero (siendo  $f_{yk}$  su límite elástico característico)

b – a deslizamiento por cortante

( $b$  la anchura de la sección,  $x$  la profundidad de su parte comprimida,  $f_{cd}$  la resistencia a compresión de cálculo del mortero o del hormigón de la columna si ésta fuese menor,  $A_d$  el área de las barras que no han alcanzado el límite elástico por la flexión simultánea,  $f_{yd}$  el límite elástico de cálculo del acero de las barras salientes)

$$V_{Rd} \geq V \text{ con } V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd}$$

( $V = V(\gamma_R M_{Rd})$  es el cortante correspondiente a  $\gamma_R M_{Rd}$ )

donde

$V_{dd} = 1,3 A_d v(f_{cd} f'_{yd})$       resistencia como espiga de las barras resistentes a cortante

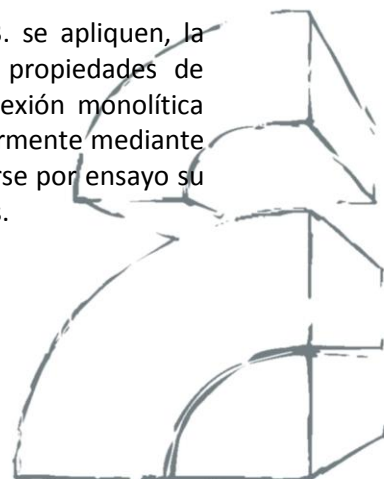
$V_{fd} = 0,5 b f'_{cd}$       resistencia a deslizamiento del mortero comprimido (o del hormigón)

\* El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

### 4.2.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

En caso de que las reglas de sobredimensionamiento del apartado 4.2.2.3. se apliquen, la conexión de la base con las barras salientes deja casi inalterables las propiedades de resistencia/ductilidad de la columna, tanto como si se tratase de una conexión monolítica hormigonada in situ. La conexión de las barras separadas, instaladas posteriormente mediante dispositivos de empalme (casquillos) a la armadura principal, deberá verificarse por ensayo su eficacia en términos de sobre-resistencia con respecto a las barras conectadas.

### 4.2.3. DUCTILIDAD



En los ensayos, realizado con barras separadas instaladas posteriormente, no se han alcanzado los modos de fallo descritos en el apartado 4.2.2.2. El fallo se produjo después de la formación de una rótula plástica en la base de la columna con grandes deformaciones cíclicas y se ha producido por la rotura localizada de una barra separada en su extremo roscado. En referencia al montaje general cimentación – conexión – columna, el factor de ductilidad determinado experimentalmente ha sido:

$\mu_{\varphi} \approx 6,0$  en términos de curvatura de la base de la columna

$\mu_{\delta} \approx 3,0$  en términos de desplazamiento de la parte superior de la columna

La correspondiente clasificación como ductilidad media se determina a consecuencia de las capacidades de la columna y a ha sido limitada por la capacidad de los detalles de empalme de las barras separadas.

#### 4.2.4. DISIPACIÓN

Los ensayos cíclicos realizados en el montaje general cimentación – conexión – columna, muestran una capacidad de disipación inicial baja que incrementa a medida que se amplían los ciclos hasta alcanzar una capacidad de disipación media en los últimos ciclos antes del fallo. Este comportamiento se atribuye principalmente a la columna, pero queda además afectado por las aberturas alternantes de la junta de la base.

#### 4.2.5. DEFORMACIÓN

En los ensayos cíclicos, se han alcanzado unas deformaciones relativas últimas de aproximadamente un 4,5% debidas a la deformación de la columna y parcialmente a la abertura de las superficies de contacto de la junta de la base.

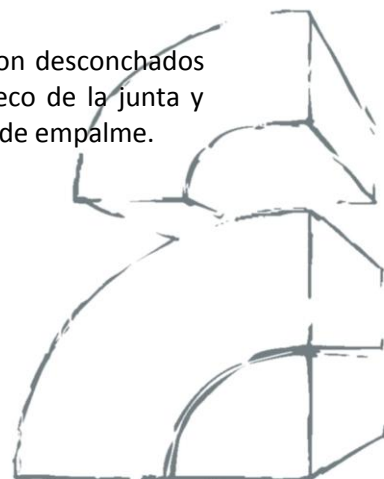
#### 4.2.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, en cualquier nivel de desplazamiento antes del fallo, no se produce un deterioro significativo de resistencia después de los tres ciclos.

#### 4.2.7. DAÑO

En el estado límite de servicio, tomado como 1% de deformación relativa, se ha registrado un comportamiento elástico con deformaciones residuales no relevantes. El límite elástico se establece en alrededor del 1,5% de deformación relativa. En un 3,0% de deformación relativa, se ha revelado un daño importante producido por una fisuración generalizada de la columna con aproximadamente un 30% de deformación residual en la descarga, y una abertura media residual de 2,1 mm en las superficies de contacto de la junta de la base.

El fallo se produjo aproximadamente en el 4,5% de deformación relativa, con desconchados amplios de las esquinas del hormigón, pandeo de las barras dentro del hueco de la junta y rotura del extremo roscado de las barras separadas justo debajo del casquillo de empalme.



**ANDECE**

ASOCIACIÓN NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL PREFABRICADO DE HORMIGÓN  
 PASEO DE LA CASTELLANA 226 ENTREPLANTA A · 28046 MADRID  
 TEL +34 91 32 38 275 · [www.andece.org](http://www.andece.org) · FAX +34 91 31 58 302

### 4.3. CIMENTACIONES CON CASQUILLOS ATORNILLADOS

#### 4.3.1. GENERALIDADES

La Figura 4.3.1. muestra la conexión de una columna sobre la cimentación obtenida a partir de casquillos de acero insertados en la base de la columna y atornillados a la cimentación. Los casquillos se anclan a la columna por medio de parejas de barras soldadas a ellos, y empalmados a la armadura longitudinal por solape. Otros enlaces transversales podrán soldarse a los casquillos para evitar la separación lateral.

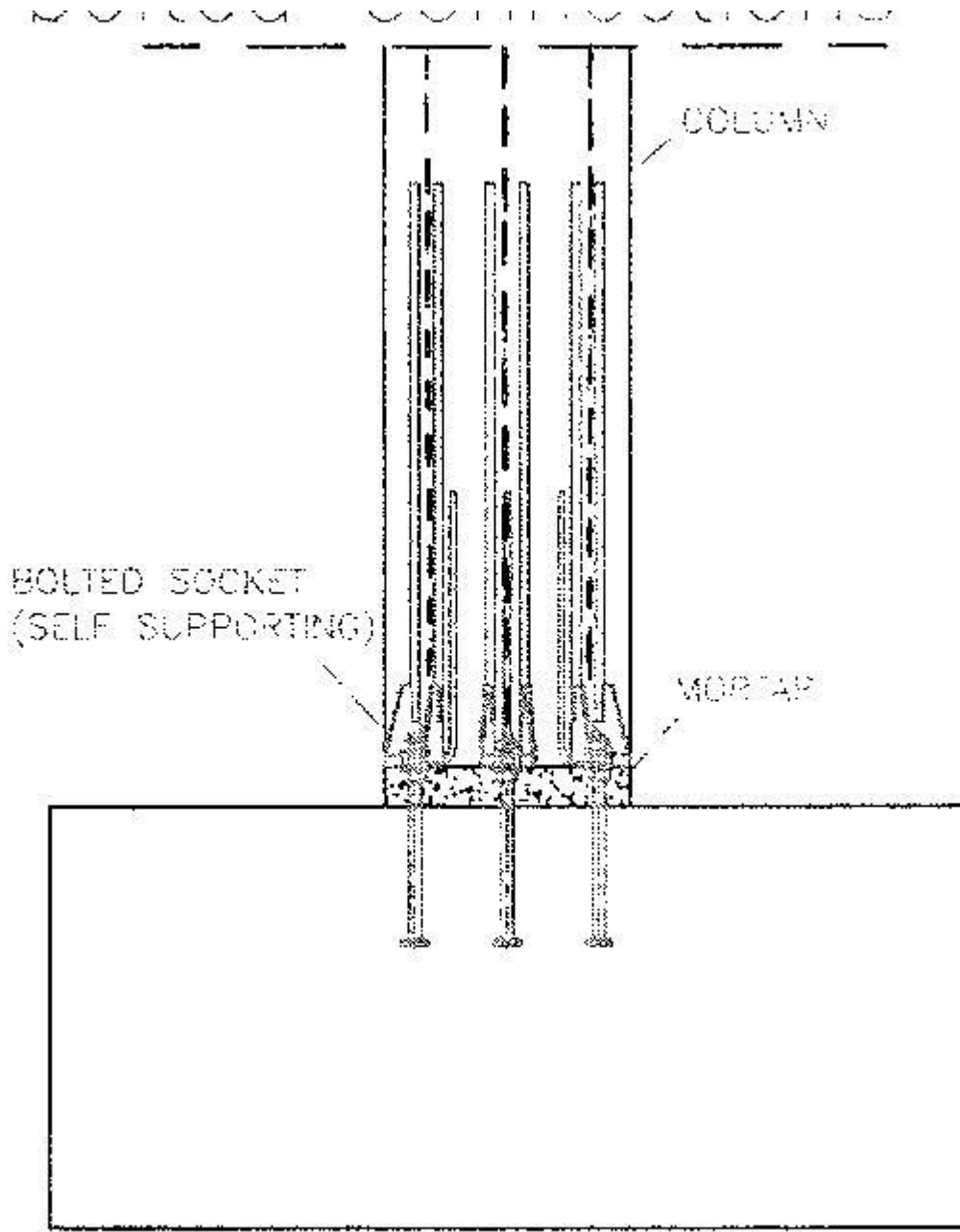


Fig.4.3.1.



En la parte inferior de las conexiones, sobresalen varios pernos de la cimentación, uno por cada casquillo. Consisten en fijadores con cabeza de longitud adecuada previamente embebidos en el elemento de cimentación. El empalme de los fijadores y de los casquillos a través de sus agujeros precisa de tolerancias muy ajustadas en la ejecución, tanto para la columna como para la cimentación, en lo que concierne a su posicionamiento. El uso de contraplacas perforadas como plantillas temporales puede resultar útil.

En la fase de montaje, la columna podrá sujetarse mediante contratueras atornilladas en los fijadores, por lo cual su verticalidad podrá ajustarse y mantenerse sin necesidad de apuntalamientos provisionales. La instalación se completa con el apriete de las tuercas superiores y el vertido del mortero de relleno de la junta entre la base de la columna y la cimentación. Este lecho deberá ser lo suficientemente fino para evitar el pandeo de los fijadores dentro del hueco cuando estén sometidos a grandes compresiones; en caso contrario, deberá disponerse de una armadura de confinamiento adecuada.

Los dispositivos de este tipo de conexión están normalmente cubiertos por patentes específicas y pueden organizarse de forma diferente sobre la base del mismo principio de empalme. Deberán someterse a unos ensayos iniciales para verificar su comportamiento y su capacidad de ductilidad con respecto al montaje general cimentación – conexión – columna.

Bajo condiciones sísmicas y en espera de la formación de una rótula plástica en la base de la columna, la longitud de esta rótula encuentra algunas dificultades para definirse debido a la incierta eficacia de la armadura longitudinal en la zona de solape de las barras.

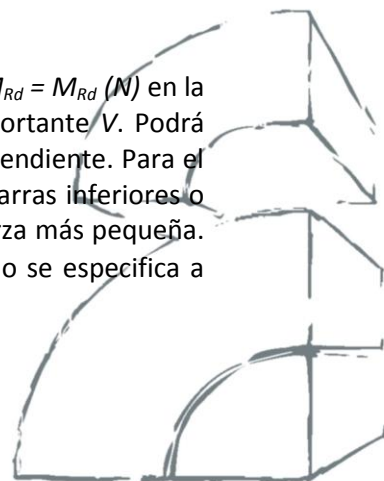
En cualquier caso, deberá evitarse la formación de la rótula plástica en una posición elevada sobre la longitud de solape, puesto que para esta posición, la ductilidad por desplazamiento de la columna se reduciría. Podrán obtenerse resultados más fiables y posiblemente una mayor ductilidad por desplazamiento desplazando hacia arriba la zona de solape, de forma que se deje suficiente longitud de armadura sencilla (no solapada) en la base de la columna, con tal que estas barras inferiores sean más débiles y conectadas a los casquillos mediante disposiciones adecuadas que no comprometan su ductilidad.

Algunas soluciones apuntan a la concentración de la rótula plástica dentro del hueco de la junta bajo la columna, infradimensionando la sección de los fijadores. Si además se emplean fijadores de acero dúctil junto a técnicas adecuadas de sujeción con pernos, la limitación de longitud disponible en la junta para las deformaciones plásticas conllevará una rotación plástica, menor que la obtenida por una deformación plástica a flexión repartida en una longitud superior en la columna.

Se deberá colocar una armadura adecuada en el elemento de cimentación alrededor de los fijadores, para impedir el arrancamiento y para la difusión de las tensiones de tracción.

#### 4.3.2. RESISTENCIA

Deberá verificarse la conexión para la acción del momento último (plástico)  $M_{Rd} = M_{Rd}(N)$  en la base de la columna con la correspondiente fuerza axial simultánea  $N$  y el cortante  $V$ . Podrá llevarse a cabo este cálculo en las dos direcciones principales de forma independiente. Para el cálculo del momento último  $M_{Rd}$ , se deberá tomar el área metálica de las barras inferiores o de los fijadores inferiores (dúctiles) cualquiera que sea la que produce la fuerza más pequeña. El correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  deberá añadirse como se especifica a continuación.



La longitud de solape de las barras inferiores con las barras superiores de la columna, deberá estar diseñada siguiendo el apartado 8.7.3. del EC2, aplicando el mismo coeficiente  $\gamma_R$  y se dará por sentado este cálculo en los siguientes puntos.

Debido a sus modos de fallo frágil previstos, en términos generales para un buen comportamiento dúctil, los dispositivos locales (casquillos, espigas, pernos,...) con sus disposiciones de empalme (soldadura, atornillado, presión,...) deberá sobredimensionarse mediante el coeficiente  $\gamma_R$  con respecto a los elementos conectados para los que se exige un comportamiento dúctil. Este dimensionamiento se lleva hasta el sistema del fabricante de los conectores y se da por sentado en los siguientes puntos.

**4.3.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO**

La Figura 4.3.2. muestra el detalle del mecanismo resistente de la sección base de la columna, sometida a una acción combinada del momento flector  $\gamma_R M_{Rd}$ , el axial  $N$  y el cortante  $\gamma_R V$ . Suponiendo que a este nivel de acción las barras inferiores traccionadas o los fijadores metálicos (el que sea más débil) se encuentran a su capacidad máxima última  $F_u$ , la verificación del anclaje deberá referirse a la fuerza de arrancamiento correspondiente.

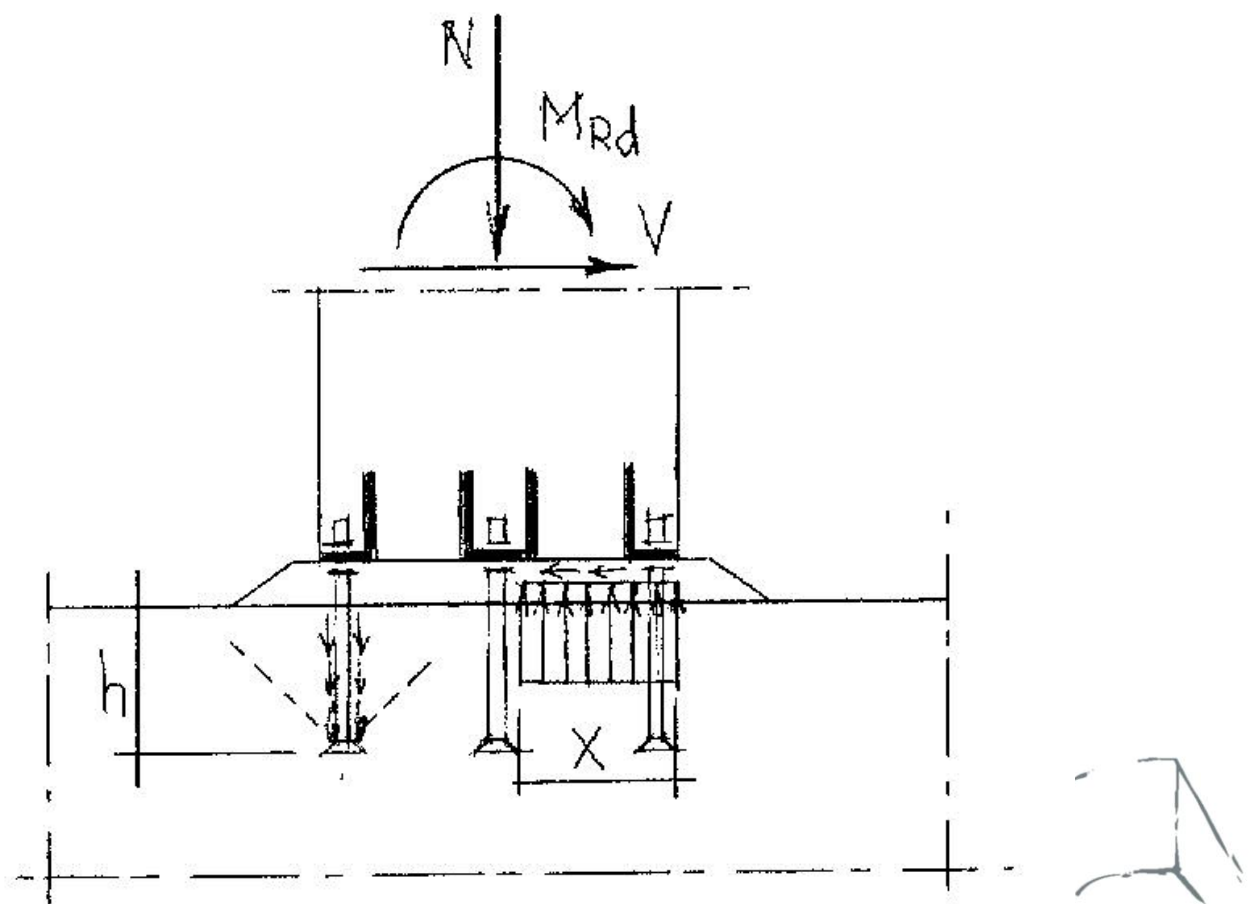
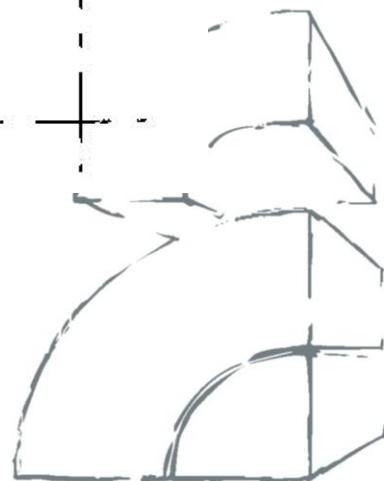


Fig.4.3.2.

**4.3.2.2. MODOS DE FALLO**



Se indican a continuación los modos de fallo:

- a – fallo de un fijador no dúctil sometido a una fuerza de tracción procedente de la armadura superior;
- b – arrancamiento del fijador con cabeza sometido a la máxima fuerza superior  $F_u$  con el fallo cónico del hormigón;
- c – fallo a deslizamiento por cortante en la sección base, en la situación de cálculo correspondiente a  $\gamma_R M_{Rd}$ ,  $N$  y  $\gamma_R V$ .

#### 4.3.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Deberán realizarse las siguientes verificaciones en fijadores correctamente separados entre ellos y de los bordes de la cimentación, con referencia a los símbolos descritos en la Figura 4.3.2. y con un coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R^0$ .

a – fallo del fijador (para fijadores no dúctiles)

( $F_{Rmin}$  es la capacidad mínima última del acero del fijador, declarada por el fabricante)

$$F_{Rmin} \geq \gamma_R A_s f_{ym} \quad A_s \text{ es el área de la sección de la correspondiente armadura superior}$$

donde

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio de las barras de acero ( con } f_{yk} \text{ el limite elástico característico)}$$

b – arrancamiento

( $f_{ck,cúbica}$  resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cúbica,  $h$  longitud efectiva del fijador, y  $F_{Rmin}$ ,  $A_s$  y  $f_{ym}$  definidas anteriormente)

$$R_d \geq \gamma_R F_u \quad F_u = \min \{A_s, f_{ym}, F_{Rmax}\}$$

donde

$$F_{Rmax} = 1,2 F_{Rmin} \quad \text{excepto si el fabricante lo declara de forma distinta}$$

$$R_k = k \sqrt{f_{ck,cúbica} h^3} \quad (R_d = R_k / \gamma_C) "$$

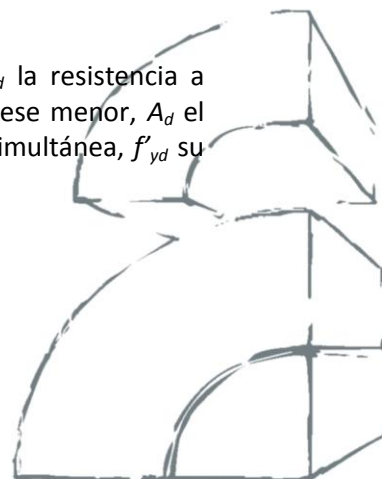
y  $k$  puede tomarse del ETS (podrá asumirse  $k = 7,0$  del lado de la seguridad para productos actuales)

b – deslizamiento por cortante

( $b$  la anchura de la sección,  $x$  la profundidad de su parte comprimida,  $f_{cd}$  la resistencia a compresión de cálculo del mortero o del hormigón de la columna si ésta fuese menor,  $A_d$  el área de los fijadores que no han alcanzado el límite elástico por la flexión simultánea,  $f'_{yd}$  su límite elástico de cálculo del acero)

$$V_{Rd} \geq V \quad \text{con } V_{Rd} = V_{dd} + V_{fd}$$

( $V = V(\gamma_R M_{Rd})$  es el cortante correspondiente a  $\gamma_R M_{Rd}$ )



donde

$V_{dd} = 1,3 A_d v(f_{cd} f'_{yd})$  resistencia como espiga de los fijadores resistentes

$V_{fd} = 0,5 b f'_{cd}$  resistencia a deslizamiento del mortero comprimido (o del hormigón)

$f'_{cd} \approx 0,5 f_{cd}$

º El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

“ El EC2 recomienda el valor  $\gamma_c = 1,5$  (véase también el TS2).

#### 4.3.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Los cálculos anteriores deberán adaptarse a las posibles distintas soluciones de otros sistemas de conexión.

#### 4.3.3. DUCTILIDAD

Se han realizado ensayos en tres disposiciones diferentes de conexión, con los resultados que se especifican más adelante.

La primera disposición se caracterizó por fijadores débiles de acero dúctil enlazados con barras fuertes en la columna. El fallo se produjo sin fisuración relevante en la columna, causado por la rotura de un fijador. La deformación plástica permaneció concentrada dentro del solape de la junta con un balanceo casi rígido de la columna. El coeficiente de ductilidad por desplazamiento medido ha sido:

$\mu_\delta \approx 2,2$

La segunda disposición se caracterizó por barras débiles bajo la zona de solape desplazada a una posición superior. Se produjo un fallo temprano debido a la rotura de una soldadura defectuosa de un casquillo, justo después del límite elástico de las barras, debiendo apuntarse la importancia de emplear una tecnología adecuada de empalme. Resultó un comportamiento no dúctil debido a este defecto, midiendo un coeficiente de ductilidad por desplazamiento de:

$\mu_\delta \approx 1,3$

La tercera disposición se caracterizó por posición invertida de los casquillos, soldados a los fijadores y atornillados a las barras. El fallo se produjo después de la formación de una rótula plástica en la base de la columna con grandes deformaciones cíclicas, resultando por la rotura localizada de las barras en la parte final inferior, cerca del dispositivo de empalme. El coeficiente de ductilidad por desplazamiento medido ha sido:

$\mu_\delta \approx 3,0$

#### 4.3.4. DISIPACIÓN





En la primera disposición con fijadores débiles, los ensayos cíclicos realizados en el montaje general cimentación – conexión – columna mostraron una capacidad de disipación baja. Se atribuye este comportamiento a los fijadores con su longitud plástica limitada.

En la segunda disposición con barras débiles, el fallo temprano producido durante los ensayos cíclicos realizados en el montaje general cimentación – conexión – columna no permitieron medir ninguna disipación significativa. La clasificación como conexión no disipativa se refiere específicamente a la unidad defectuosa ensayada.

En la tercera disposición con casquillos invertidos, los ensayos cíclicos realizados en el montaje general cimentación – conexión – columna mostraron una disipación sensiblemente superior a la de la primera disposición, pero todavía en el rango de capacidad de baja disipación. Se atribuye este comportamiento a la columna, pero queda además afectado por las aberturas alternantes de la junta de la base.

#### 4.3.5. DEFORMACIÓN

En los ensayos cíclicos, se han alcanzado las deformaciones relativas últimas especificadas a continuación:

- 4,4% en la primera disposición con fijadores débiles, debido principalmente al giro plástico concentrado en el solape de la junta;
- 2,0% en la segunda disposición con barras débiles sin signos reseñables de deformaciones plásticas visibles en el prototipo;
- 4,5% en la tercera disposición con casquillos invertidos, debido a la deformación de la columna y parcialmente a la abertura de las superficies de contacto de la junta de la base.

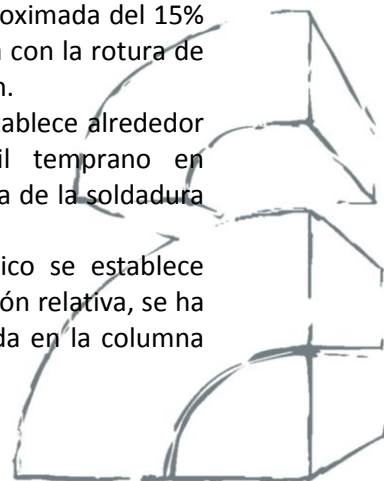
#### 4.3.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, para las tres disposiciones a cualquier nivel de desplazamiento antes del fallo, no se produce un deterioro significativo de la resistencia después de los tres ciclos.

#### 4.3.7. DAÑO

En el estado límite de servicio de todos los prototipos, tomado como el 1% de deformación relativa, se ha registrado un comportamiento elástico con deformaciones residuales no significativas

- En la primera disposición con fijadores débiles, el límite elástico se establece alrededor del 2,0% de deformación relativa. En el 3,0% de deformación relativa, sin fisuración relevante en la columna, se ha medido una deformación residual aproximada del 15% en la descarga. El fallo se produjo en el 4,4% de deformación relativa con la rotura de los fijadores y una fisuración extendida en el elemento de cimentación.
- En la segunda disposición con barras débiles, el límite elástico se establece alrededor del 1,5% de deformación relativa. Se produjo un fallo frágil temprano en aproximadamente el 2,0% de deformación relativa, debido a la rotura de la soldadura defectuosa de un casquillo.
- En la tercera disposición con casquillos invertidos, el límite elástico se establece alrededor del 1,5% de deformación relativa. En un 3,0% de deformación relativa, se ha revelado un daño importante producido por una fisuración extendida en la columna



con aproximadamente un 30% de deformación residual en la descarga. El fallo se produjo aproximadamente en el 4,5% de deformación relativa con la rotura de una barra en su extremo roscado, desconchados de hormigón en la junta de la base y una fisura amplia en la superficie de contacto con la columna.

#### 4.4. CIMENTACIONES CON ALAS ATORNILLADAS

##### 4.4.1. GENERALIDADES

La Figura 4.4.1. muestra el esquema de la conexión de una columna a la cimentación, obtenida a través de una placa de acero (ala) conectada en la base de la columna y atornillada a la cimentación. El ala podrá estar unida directa o indirectamente a las barras longitudinales de armado de la columna, por medio de soldadura y posibles dispositivos metálicos intermedios similares a los descritos en la Figura 4.3.1. La placa estará por tanto conectada con los tornillos de anclaje salientes del elemento de cimentación, de la misma forma que para las columnas de acero. Podrán emplearse barras comunes en los tornillos de anclaje o fijadores especiales con cabeza.

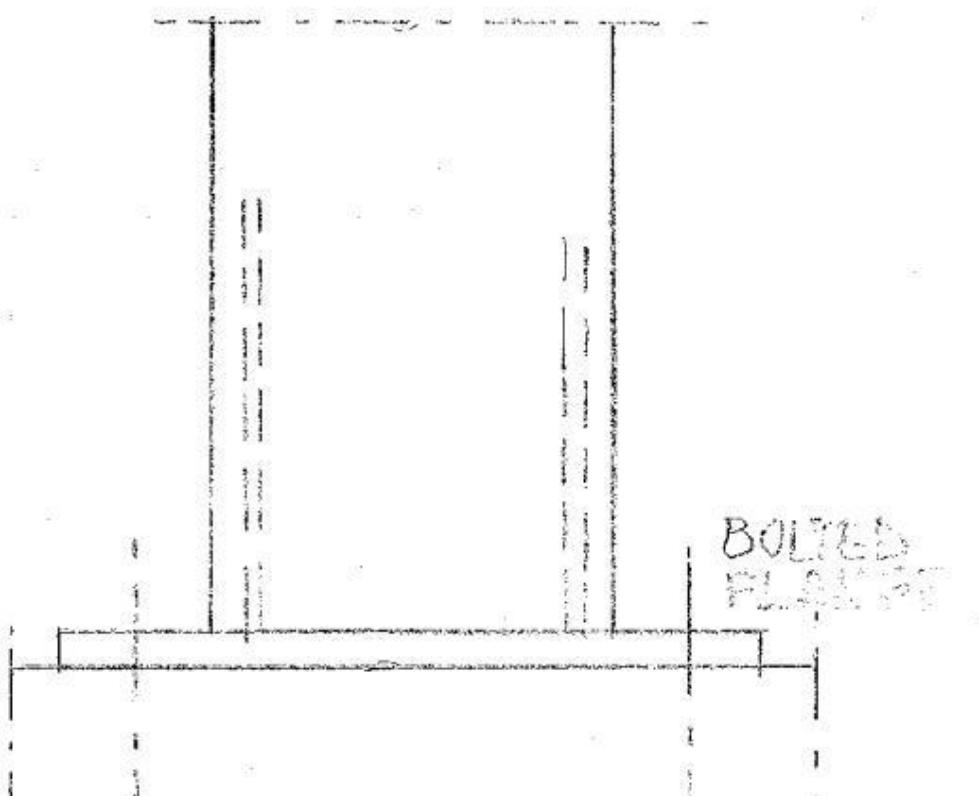
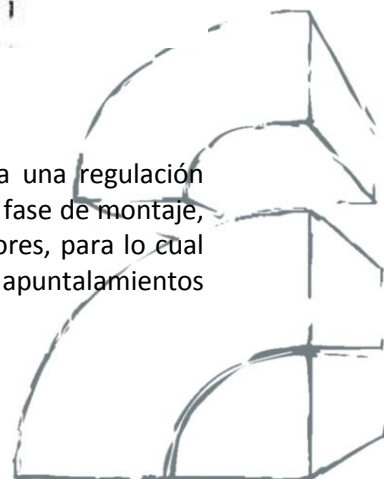


Fig.4.4.1.

Entre la placa y la cimentación, podrá dejarse una separación que permita una regulación mejor de la posición de la columna, tanto en cota como en verticalidad. En la fase de montaje, la columna podrá sujetarse mediante contratruercas atornilladas en los fijadores, para lo cual su verticalidad podrá ajustarse y mantenerse sin necesidades de apuntalamientos



provisionales. La instalación se completa con el apriete de las tuercas superiores y el vertido del mortero de relleno de la junta entre la base de la columna y la cimentación.

Este tipo de conexión no se utiliza mucho y no ha sido ensayada dentro del Proyecto SAFecast. Son válidas algunas de las consideraciones de los apartados 4.3.1. y 4.3.2. En general, y refiriéndose al comportamiento sísmico, se puede decir que para mantener las propiedades dúctiles de la columna, deberá evitarse el fallo temprano frágil de las partes soldadas y atornilladas de la conexión. Esto podrá conseguirse a partir de técnicas adecuadas de ejecución y mediante el sobredimensionamiento con los criterios de diseño por capacidad.

#### 4.4.2. RESISTENCIA

Podrá hacerse referencia al PT8 (véase el apartado 6.2.8.) para la verificación de la base de la columna. Los detalles constructivos de la junta entre el ala y la armadura longitudinal de la columna, deberán verificarse con la ayuda de ensayos.

#### 4.4.3. OTRAS PROPIEDADES

No han sido medidos experimentalmente otros parámetros específicos del comportamiento sísmico (ductilidad, disipación, deformación, deterioro y daño) para este tipo de conexión.

### 4.5. CONEXIONES CON CONECTADORES MECÁNICOS

#### 4.5.1. GENERALIDADES

Este tipo de conexión se refiere a los dispositivos mecánicos sobredimensionados que producen un apoyo resistente a momentos entre una columna y la cimentación, a través de los pernos de alta resistencia. La separación se cubre con mortero sin retracción de alta resistencia, a fin de asegurar la continuidad entre los elementos de hormigón. El mortero deberá tener al menos la misma resistencia que el hormigón.

La Figura 4.5.1. muestra la conexión de la base de una columna a la cimentación. Las barras de armado se conectan a las placas de acero situadas en cada elemento. Los pernos se introducen a través de las placas para unir la conexión. En el caso de la Figura 4.5.1a, se ha adoptado el mismo detalle de empalme de la Figura 3.3.2. En el caso de la Figura 4.5.1b, se utilizan cuatro placas angulares, cada una de ellas conectando 4 barras a través de tres pernos.

Si la sección de hormigón se debilita significativamente por las ranuras para la instalación de los pernos, deberá restablecerse y confinarse adecuadamente.



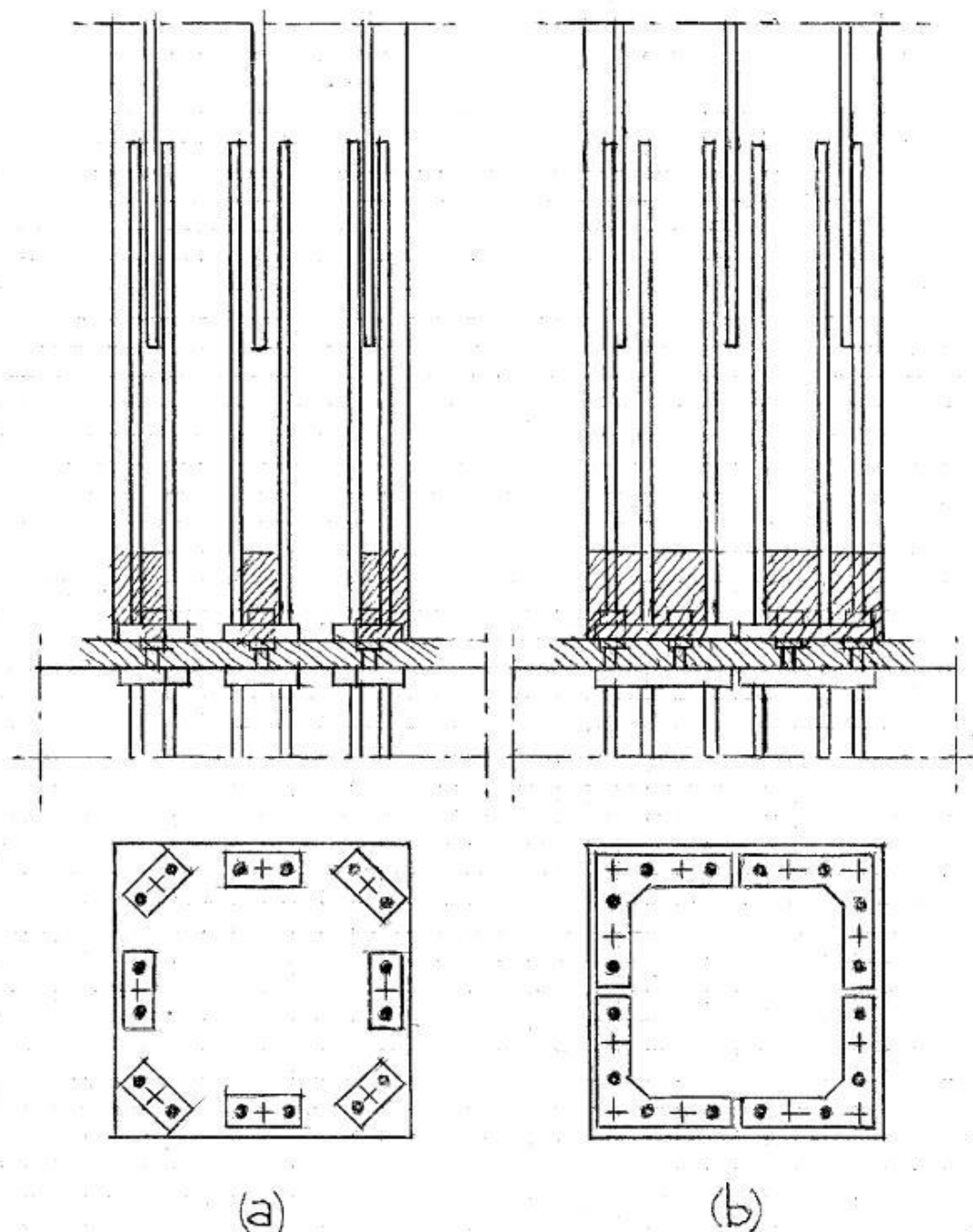
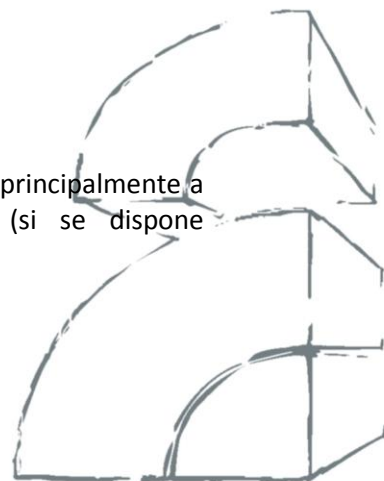


Fig.4.5.1.

#### 4.5.2. RESISTENCIA

##### 4.5.2.1. MODELOS DE COMPORTAMIENTO

Este tipo de conexión proporciona un apoyo empotrado. Los pernos actúan principalmente a tracción. En algunos casos, podrán también actuar en compresión (si se dispone adecuadamente de una contratuerca).



La fuerza longitudinal debida al momento flector y a la acción axial se transmite directamente a las barras de armadura a través de la conexión. El mortero de relleno actuará en compresión.

#### 4.5.2.2. MODOS DE FALLO

Se indican a continuación los principales modos de fallo:

- a – rotura del conector (perno);
- b – deformación excesiva de las placas de apoyo;
- c – separación de las barras de armado.

#### 4.5.2.3. FÓRMULAS DE CÁLCULO

Este tipo de conexión se sitúa en una zona crítica. Se deberán realizar las siguientes verificaciones para la acción de una fuerza evaluada mediante el diseño por capacidad con respecto a la fuerza mayor entre la resistencia de las dos armaduras conectadas por el conector, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia:

a – conector (no dúctil)

asumiendo que la longitud roscada y las arandelas están correctamente dimensionadas, el conector se verificará de la forma siguiente ( $F_{Rmin}$  es la capacidad mínima última del conector de acero declarada por el fabricante)

$$F_{Rmin} \geq \gamma_R A_S f_{ym} \quad A_S \text{ es la mayor área de sección entre las armaduras correspondientes}$$

donde

$$f_{ym} = 1,08 f_{yk} \quad \text{límite elástico medio de las barras de acero (} f_{yk} \text{ es su límite elástico característico)}$$

b – placa/s

El espesor de la placa deberá sobredimensionarse a fin de tener una deformación despreciable en el fallo de la conexión.

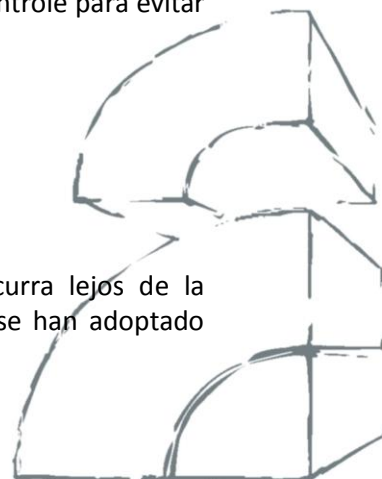
c – armadura

se deberá diseñar un anclaje adecuado entre las barras y la/s placa/s mediante ensayos de tipo inicial. En caso de soldadura directa, se exige un especial cuidado y que se controle para evitar el debilitamiento de las barras de armado.

\* El EC8 recomienda los valores  $\gamma_R = 1,2$  para DCM y  $\gamma_R = 1,35$  para DCH.

#### 4.5.2.4. CUALQUIER OTRA INFORMACIÓN

Siendo este tipo de conexión sobre-resistente, se espera que el fallo ocurra lejos de la conexión en la armadura unida. Desde que los pernos de alta resistencia se han adoptado



normalmente como conectadores, su sección transversal puede ser menor a la de las barras que unen. Esto puede provocar una deformación con la abertura de fisuras en el hormigón, incluso dentro de la conexión.



Se deberá prestar especial atención al proceso de relleno con el mortero, especialmente si se trata de complejas superficies tridimensionales y pequeños huecos.

#### 4.5.3. DUCTILIDAD

La ductilidad de la columna conectada no queda influenciada por la conexión, la cual está sobredimensionada y calculada para permanecer en el dominio elástico.

#### 4.5.4. DISIPACIÓN

La disipación de energía de la estructura en la base de la columna conectada no dependerá de la propia conexión. El daño local del mortero u otros efectos podrán crear un hueco permanente en la junta, afectando el rendimiento cíclico de la conexión. Se recomienda el uso de contratueras dobles para reducir este efecto, haciendo que el perno actúe además en compresión. Podrán aplicarse grandes pares de apriete para retrasar la descompresión y la abertura de la junta.

#### 4.5.5. DEFORMACIÓN

Para este tipo de conexión, se espera una deformación a flexión ligeramente mayor de la columna si se compara con una solución monolítica de hormigón in situ, debida al alargamiento elástico de los conectadores.

#### 4.5.6. DETERIORO

Los ensayos cíclicos muestran que, a cualquier nivel de desplazamiento antes del fallo, no se muestra un deterioro significativo de la resistencia después de los tres ciclos.

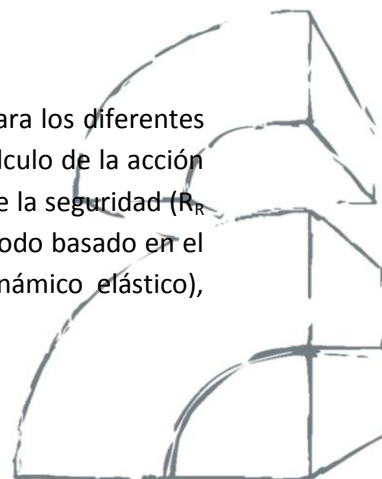
#### 4.5.7. DAÑO

Se espera que el fallo se produzca fuera de la conexión, mientras que el daño (fisuración) ocurra también en la junta.

### 5. CÁLCULO DE LA ACCIÓN

#### 5.1. CRITERIOS GENERALES

En los capítulos anteriores, se ha presentado el cálculo de la resistencia  $R_R$  para los diferentes tipos de conexiones. El presente capítulo proporciona indicaciones para el cálculo de la acción  $R$  para que se compare con la resistencia correspondiente en la verificación de la seguridad ( $R_R \geq R$ ). A continuación, se asume que en el análisis estructural se aplica un método basado en el espectro de respuesta (análisis lineal estático elástico o análisis modal dinámico elástico),



donde los efectos de disipación de energía en el estado límite de no-colapso se simulan por el coeficiente de comportamiento  $q$ , de acuerdo al EC8.

Las conexiones dúctiles, según se definen en el apartado 0.5, podrán contribuir significativamente o no a la capacidad de disipación de energía en el estado límite de no-colapso, dependiendo de su situación en el conjunto de la estructura y a su rigidez relativa. En general, también las conexiones dúctiles deberán estar sobredimensionadas mediante el diseño por capacidad, a fin de desviar las deformaciones plásticas de histéresis dentro de las regiones críticas capaces de mostrar una determinada disipación de energía en la estructura. Se proporcionan indicaciones específicas en los capítulos anteriores con referencia a los distintos tipos de conexiones. Cuando se determine la disipación de energía proporcionada por la conexión en el estado límite de no-colapso, se deberá definir correctamente la relación  $q = q(\mu)$ .

Las conexiones frágiles deberán verificarse para la resistencia con una acción calculada a través del análisis del sistema estructural completo, con un coeficiente de comportamiento  $q = 1$ , o sobredimensionándolas con respecto a la resistencia de las secciones críticas de la estructura a través de un modelo fiable de diseño por capacidad. La aplicación del diseño por capacidad, utilizando el correspondiente coeficiente de sobre-resistencia  $\gamma_R$  según se especifica en los capítulos anteriores, es la aproximación más fiable para el dimensionamiento de dichas conexiones. La mayoría de las conexiones que se utilizan actualmente en las estructuras prefabricadas, pertenecen a esta clase.

**5.2. DISEÑO POR CAPACIDAD**

En algunos casos, el diseño por capacidad para el dimensionamiento de las conexiones es simple e inmediato. En referencia a las conexiones viga-columna de la Figura 5.1., el esfuerzo cortante  $V$  en la cabeza de la columna podrá calcularse a partir del momento resistente  $M_{rd}$  de la sección en la región crítica de la base de las columnas con  $V = M_{rd} / h$ , de forma que, introduciendo el coeficiente  $\gamma_R$ , la fuerza sobre la conexión se convierta en:

$$H = \gamma_R V = \gamma_R M_{rd} / h$$

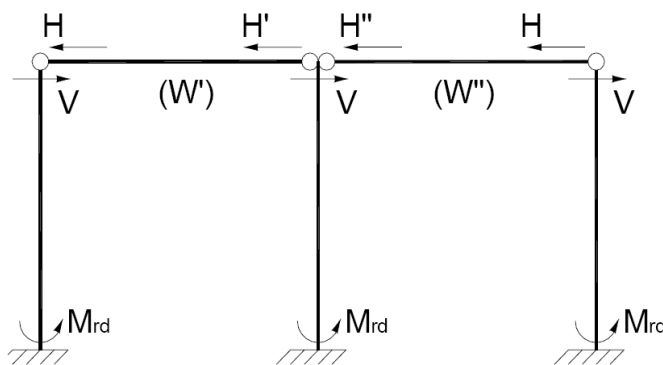


Fig.5.1.



Para una columna interior, el esfuerzo cortante superior podrá dividirse en las vigas contiguas de forma proporcional a las masas respectivas:

$$H' = \gamma_R V W' / (W' + W'')$$

$$H'' = \gamma_R V W'' / (W' + W'')$$

En estructuras de varias plantas, como por ejemplo la de la Figura 5.2., el equilibrio alrededor de la base del apoyo proporciona:

$$H_1 z_1 + H_2 z_2 + H_3 z_3 = \gamma_R M_{rd}$$

y el problema permanece indeterminado dependiendo de la relación entre las fuerzas de forjado  $H$ . En estructuras no muy flexibles (con un periodo natural de vibración menor orientativamente a 0,8 s), se podrá asumir un incremento lineal de la fuerza de forjado con la altura:

$$H_2 = H_1 z_2 / z_1$$

$$H_3 = H_1 z_3 / z_1$$

y esto conduce a:

$$H_i = \gamma_R M_{rd} z_i / (z_1^2 + z_2^2 + z_3^2)$$

Esta evaluación puede causar que se infravalore la fuerza en la primera planta:

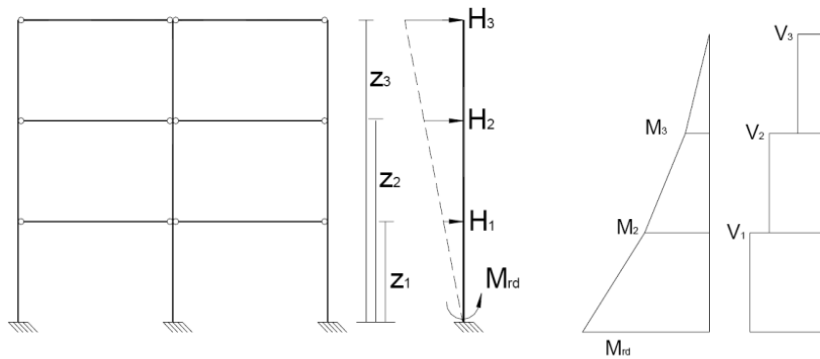


Fig.5.2.

En estructuras más flexibles, los modos de vibración mayores se transforman en importantes y conducen a una distribución diferente de las fuerzas de los forjados a lo largo de la altura. La distribución más exigente correspondería a la de las fuerzas alternantes opuestas en forjados distintos (véase la Figura 5.3b). Esto provocaría que:

$$H_i = V_i + V_{i+1}$$

donde





$$V_i = \gamma_R (M'_{ri} + M''_{ri}) / h_i$$

con  $h_i$  la altura del forjado  $i$ -ésimo y  $M'_{ri}$ ,  $M''_{ri}$  los momentos resistentes de las secciones extremas de la columna. Este modelo es fiable totalmente, pero está excesivamente desplazado del lado de la seguridad.

Podrá evaluarse una solución más precisa si, siguiendo un análisis modal dinámico elástico, se dispone de los parámetros de los dos primeros modos de vibración. A partir de estos parámetros, podrá evaluarse una distribución aleatoria de los momentos (véase la Figura 5.3c). Las correspondientes fuerzas  $H_i$  de las plantas se calculan modificando los valores procedentes del primer modo de vibración  $H_{i1}$  con un coeficiente adecuado:

$$H_i = \varepsilon_i H_{i1}$$

$$\varepsilon_i = q \sqrt{\left[ \min\left(\frac{M_{or}}{M_{o1}} \frac{\gamma_R}{q}, 1\right) \right]^2 + \left[ \frac{\Phi_{i2}}{\Phi_{i1}} \frac{\Gamma_2}{\Gamma_1} \frac{S_e(T_2)}{S_e(T_1)} \right]^2}$$

donde

$\Phi_{i1}$ ,  $\Phi_{i2}$  son los desplazamientos normalizados por planta de los modos de vibración 1º y 2º;

$\Gamma_1$ ,  $\Gamma_2$  son los coeficientes de participación de los modos de vibración 1º y 2º;

$M_{or}$ ,  $M_{o1}$  es el valor medio de las relaciones entre el momento resistente y el correspondiente momento actuante del primer modo en la base de las columnas.

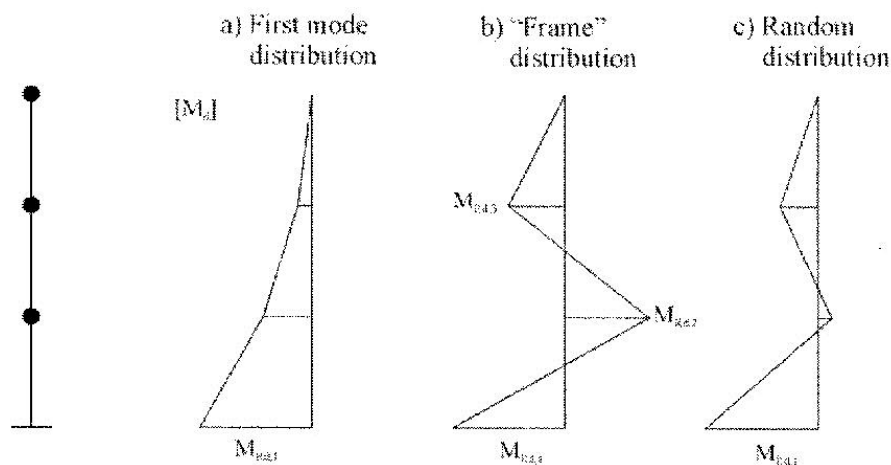


Figura 5.3.



La aplicación del diseño por capacidad del sistema de conexión de un forjado en su función diafragma es más complejo (conexiones forjado-forjado y forjado-viga). El siguiente ejemplo propone presentar algunas indicaciones en un caso simplificado.

Se hace referencia a una disposición estructural establecida en una malla regular ortogonal con las columnas situadas en sus nudos, las vigas colocadas a lo largo de un orden de líneas y los elementos de forjado situados a lo largo del orden ortogonal. Siendo  $k$  el número de crujeías de forjado, la fuerza sísmica total de forjado  $F_h$  estará distribuida sobre los  $k+1$  pórticos ortogonales con relaciones que dependerán de la eficacia del efecto diafragma del forjado. En caso de no disponer del efecto diafragma, y asumiendo que la masa de cada crujeía se divide en dos partes iguales sobre los pórticos contiguos, los pórticos internos tendrán una fuerza  $2F = F_h/k$  y los bordes de los pórticos tendrán la mitad de la fuerza  $F = F_h/(2k)$ . En caso de un diafragma rígido y asumiendo la misma rigidez para todos los pórticos, la fuerza total  $F_h$  se dividirá igualmente sobre ellos, con  $F' = F_h/(n+1)$ .

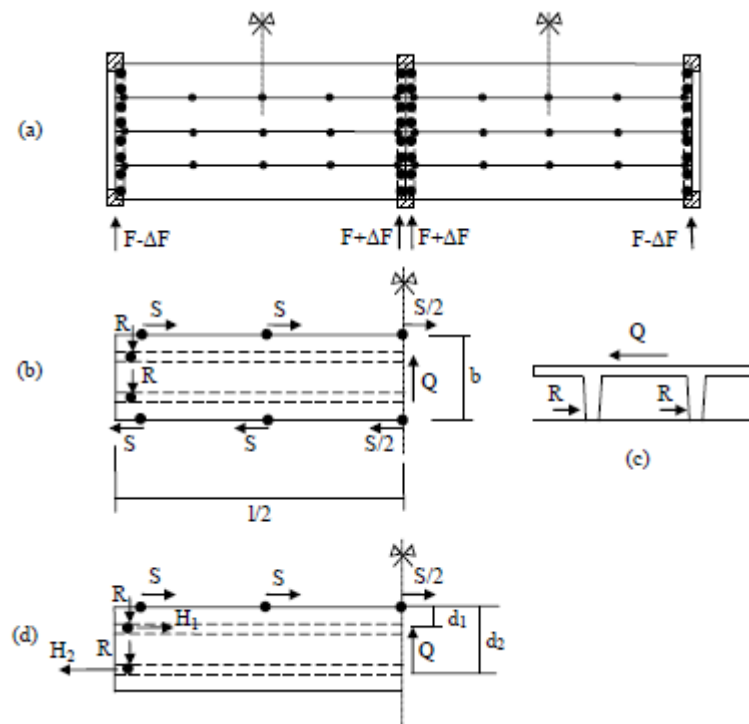
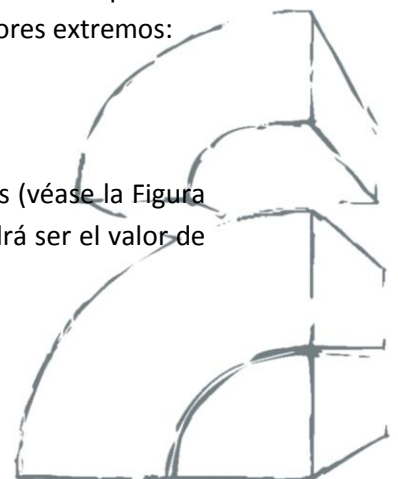


Figura 5.4.

Por lo tanto, el diafragma en el plano de acción del cortante transferido de los pórticos laterales a los interiores, podrá calcularse como la diferencia entre los dos valores extremos:

$$\Delta F = F' - F = F_h (n - 1) / [2k (k + 1)]$$

La máxima fuerza cortante en el diafragma sucederá en el caso de dos crujeías (véase la Figura 5.3ª):  $\Delta F = F_h / 12$ , y con una aproximación del lado de la seguridad, éste podrá ser el valor de cálculo para todas las situaciones.



Para estructuras de una sola planta similares a la presentada en la Figura 5.1, la fuerza total de forjado en el estado límite último podrá relacionarse con la resistencia a flexión de las regiones críticas de las columnas.

$$F_h = \sum M_{rd} / h$$

donde el sumatorio se extiende a todas las columnas de la estructura, suponiéndoles que alcanzan simultáneamente el límite elástico.

Para un forjado continuo, consistente en elementos prefabricados unidos mediante conexiones puntuales soldadas o por pernos, siendo  $m$  el número de elementos de forjado de una crujía, sobre cada elemento individual actuará una fuerza diafragma  $Q = \Delta F/m$ , a añadir a su propio reparto de fuerza sísmica  $F_o = F_h/m$ . Se indican los esquemas de comportamiento equilibrados en las Figuras 5.3b y 5.3d respectivamente para elementos de crujía internos y de borde. A partir del primero de estos esquemas, las siguientes fuerzas podrán computarse tanto para las conexiones laterales con los elementos adyacentes como para las dos conexiones extremas con la viga de apoyo:

$$R = F_o/2 + Q/2$$

$$S = Q l / (n b)$$

Donde  $l$  es la longitud del elemento,  $b$  es su anchura y  $n$  es el número de conexiones de un borde. Para el segundo esquema, que se refiere al elemento extremo con un borde libre, se podrán computar las siguientes fuerzas:

$$H_1 = (Q/2) (1 - d_2/b) / b_o$$

$$H_2 = (Q/2) (1 - d_1/b) / b_o$$

donde  $d_1$  y  $d_2$  indican la distancia de los dos apoyos extremos desde el borde interior y  $b_o = d_2 - d_1$  es su separación.

Estos esquemas mantienen el equilibrio de fuerzas y no la compatibilidad de deformaciones, y requerirán de una ductilidad adecuada de las conexiones para compensar la imprecisión en el cálculo, la cual es difícil de obtener. Deberá utilizarse de forma alternativa un valor incrementado a partir del coeficiente  $\gamma_R$ .



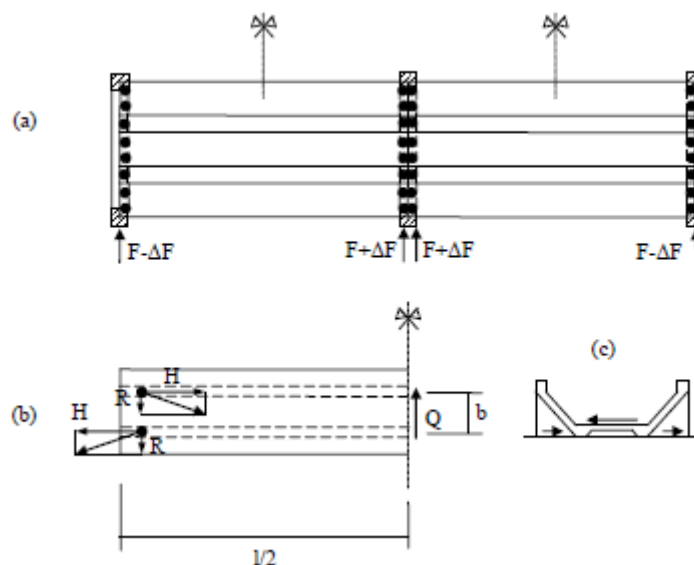


Figura 5.5.

Para una cubierta continua, consistente en elementos prefabricados separados para permitir el posicionamiento de claraboyas (Figura 5.5a), y suponiendo un apoyo doble de tres vigas capaces de coaccionar el giro horizontal relativo, el esquema equilibrado se representa en la Figura 5.5b. Las dos componentes de la reacción podrán calcularse con:

$$R = F_o/2 + Q/2$$

$$H = Q l / (2 b_o)$$

Las conexiones forjado-viga podrán calcularse con estas fuerzas a fin de asegurar, además para este tipo de cubierta discontinua, un comportamiento de diafragma que es generalmente suficiente para tener una respuesta controlada de la estructura.

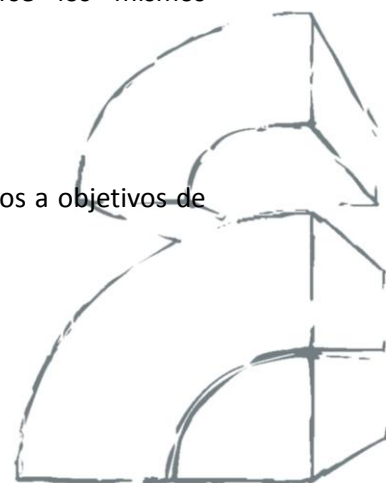
El diseño por capacidad de las conexiones columna-cimentación se aplicará directamente como se muestra en el Capítulo 4.

**Anexo A – PROTOCOLO PARA LOS ENSAYOS DE LAS CONEXIONES**

La cuantificación de las propiedades listadas en el apartado 0.4. ha sido llevada a cabo por medio de ensayos realizados siguiendo los procedimientos descritos a continuación. Para conseguir comparar de forma directa los resultados, deberán seguirse los mismos procedimientos para la cualificación de nuevos tipos de conexiones.

**A.1. NIVELES DE ENSAYOS**

Generalmente hablando, se han programa cuatro niveles de ensayos, dirigidos a objetivos de identificación distintos, tal y como se especifica a continuación:



- *Ensayos particulares* referidos a la cualificación de conectores simples insertados entre dos bloques sobredimensionados y sujetos a la acción principal prevista en el sistema estructural;
- *ensayos locales* referidos a la cualificación de la conexión incluida entre dos porciones significativas de elementos, representando la disposición estructural y sujetos a componentes importantes de la acción;
- *ensayos sobre subconjuntos* referidos a grupos de conexiones simples insertadas en partes de la estructura, simulando la esquema de construcción actual y sujetos a sus acciones específicas;
- *ensayos sobre conjuntos* referidos al sistema de conexión de una estructura completa, sujeta a las acciones sísmicas habituales.

En el presente Anexo, no se consideran los ensayos sobre subconjuntos y conjuntos. Con respecto a los ensayos particulares y locales, se describen tanto cargas monotónicas como cíclicas. Todos los ensayos se realizan bajo control de desplazamientos.

## A.2. CARGA MONOTÓNICA

En general, se deducen los diagramas de fuerza desplazamiento  $f-d$  de los ensayos monotónicos (carga continua), como aquellos de las Figuras 1 a-b-c. Estos diagramas cualifican el comportamiento del conector o de la conexión de acuerdo a las siguientes definiciones.

La Figura 1a representa un *comportamiento dúctil* caracterizado por una deformación plástica importante después de la fase elástica. En particular, la curva *i* representa un *endurecimiento dúctil*, la curva *s* un *comportamiento dúctil estable* y la curva *d* un *reblandecimiento dúctil*. Los puntos relevantes de los diagramas son: el límite elástico  $d_y-f_y$  y el límite último  $d_u-f_u$ . Puede añadirse, si precede al último, el límite de servicio  $d_a-f_a$  correspondiente a la máxima deformación permitida de la junta, considerando su funcionalidad.

La Figura 1b representa un *comportamiento frágil* sin deformación plástica y con un fallo antes del límite de servicio. El punto de referencia corresponde al estado límite  $d_u-f_y$ .

Finalmente, la Figura 1c representa un comportamiento sobre-resistente con la curva experimental detenida después del límite de servicio pero antes del límite elástico o el límite último. Los puntos relevantes son el límite de servicio  $d_a-f_a$  y el límite de ensayo  $d_t-f_t$ .



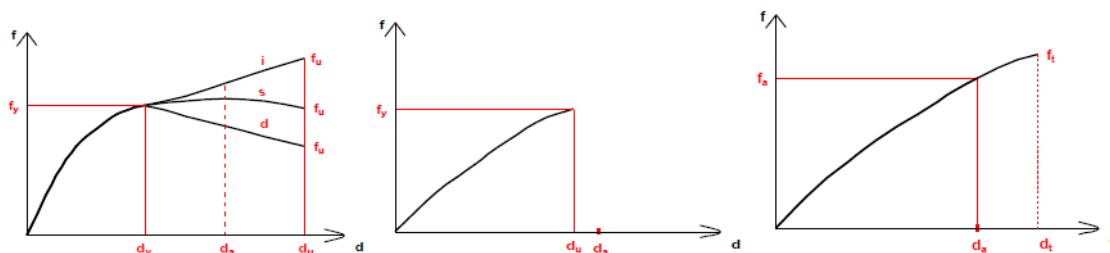


Figura 1. Diagramas – a ductil, b – frágil, c – sobrerresistente

La ductilidad deducida a partir del comportamiento experimental se proporciona principalmente por los recursos plásticos del conector de acero, prevaleciendo deformaciones a flexión. Podrán originarse efectos no lineales además de otros fenómenos como el rozamiento, el daño del material y los cambios geométricos debidos a las grandes deformaciones del conector.

El ensayo normalizado incluye un ciclo inicial llevado hasta el límite de servicio  $d_a-f_a$  con una descarga, para la determinación del desplazamiento residual  $d_r$  (véase la Figura 2). La carga final continuará a no ser que obviamente se produzca un fallo temprano.

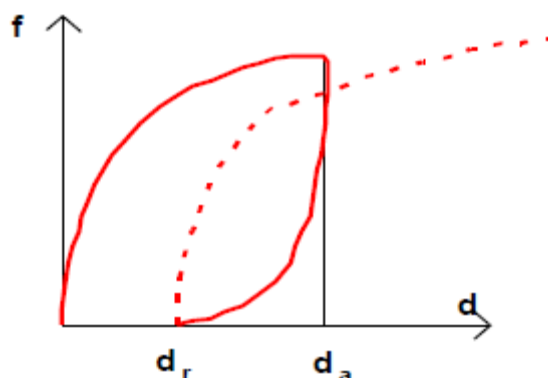


Figura 2. Ciclo inicial

Además de la primera cuantificación de los parámetros constitutivos, el ensayo de carga continua se realiza también como preliminar, a fin de definir las etapas de carga del ensayo cíclico subsiguiente.

El informe de ensayo monotónico deberá incluir:

- Título de ensayo, laboratorio y fecha.
- Planos de probetas y sistema de ensayo.
- Datos para definir las propiedades geométricas y materiales.
- Representación gráfica en un diagrama reticulado de la curva  $f-d$  obtenida.
- Desplazamiento residual  $d_r$  del ciclo inicial.
- Valores numéricos de los puntos singulares de la curva de carga final.
- Máxima fuerza alcanzada en el ensayo  $f_{max}$ .



- Modalidad de fallo e indicación del elemento que ha fallado o parada preventiva del ensayo.
- Valor numérico del coeficiente de ductilidad  $\mu = d_u/d_y$  o el límite  $\mu > d_u/d_y$  (comportamiento dúctil).
- Cualquier información adicional relevante (como la aparición de rozamiento).

Tales prescripciones podrán modificarse o integrarse de acuerdo con el resultado específico del ensayo. Deberá guardarse un registro del ensayo completo (datos sin procesar) para otras investigaciones.

### A.3. CARGA CÍCLICA

La respuesta experimental cíclica se obtiene por aplicación del historial de carga descrito en la Figura 3, donde los grupos de tres ciclos de la misma amplitud se realizan paso por paso, con los posteriores incrementos  $\Delta d$  hasta el límite último o de ensayo. La amplitud  $d_1$  del primer grupo inicial se toma como 1/4 del menor valor entre  $d_y$ ,  $d_{or}$ ,  $d_t$  y  $d_u$ . Los incrementos de amplitud  $\Delta d$  de los grupos posteriores de ciclos se toman iguales a  $d_1$ . En estas definiciones, los valores son aquellos obtenidos a partir del ensayo monotónico realizado sobre un prototipo similar. El proceso de incremento de la carga podrá seguirse hasta llegar al fallo. En el caso de comportamientos dúctiles, el incremento  $\Delta d$  podrá incrementarse después de 8 grupos de ciclos.

A partir del ensayo cíclico, se obtendrán los diagramas fuerza-desplazamiento  $f-d$  como el de la Figura 4. Estos cualifican el comportamiento del conector o de la conexión de acuerdo a las siguientes definiciones.

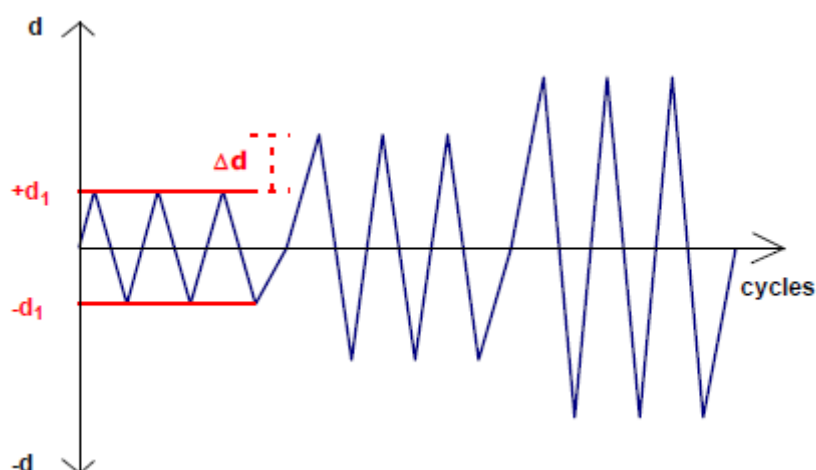


Figura 3. Historial de carga del ensayo cíclico



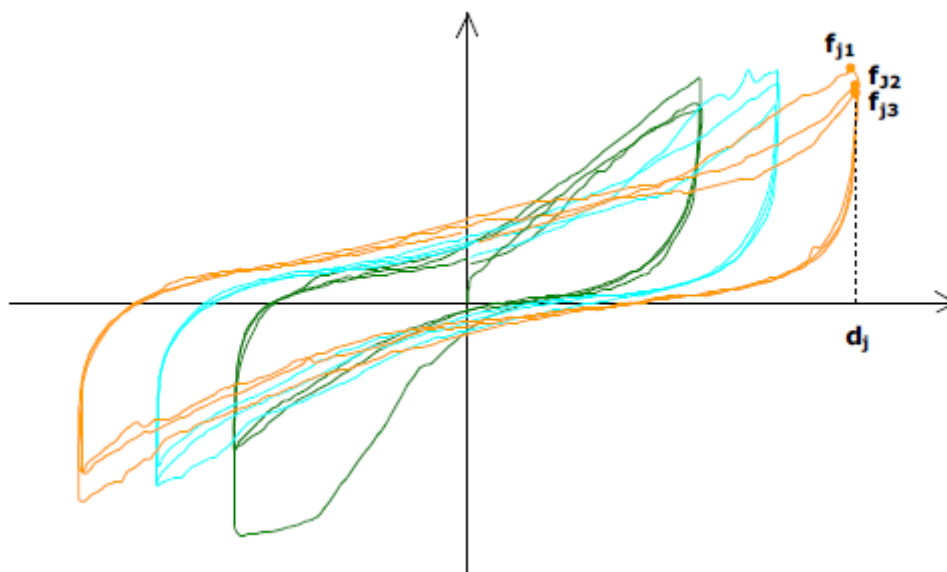


Figura 4. Ciclos de fuerza-desplazamiento

Para un comportamiento elástico no perfecto, a partir del diagrama  $f-d$  el histograma de energía disipada  $U_i$  se calcula como el área de la rama correspondiente  $i^{th}$  del diagrama  $f-d$  (véase la Figura 5a). El mismo histograma se convertirá en una forma adimensional (véase la Figura 5b) dividiendo cualquier área por la correspondiente al medio ciclo perfecto elástico-plástico (véase la Figura 6):

$$u_i = U_i / U_{oi}$$

donde

$$U_{oi} = d_{pi} f_{imax} \quad \text{con } d_{pi} = d_i - d_{ei}$$

y donde  $d_{ei}$  se calcula sobre la base de la inclinación  $k_1 = f_1/d_1$  de la rama inicial del diagrama  $f-d$

$$d_{ei} = f_{imax} / k_1$$

Si el diagrama  $f-d$  no muestra un comportamiento elástico, el área de referencia para cada medio ciclo se podrá calcular de acuerdo al diagrama perfecto rígido-plástico (véase la Figura 7):

donde

$$U_{oi} = d_i f_{imax}$$

En el diagrama cíclico, la curva envolvente deberá trazarse empezando en la parte inicial del diagrama.





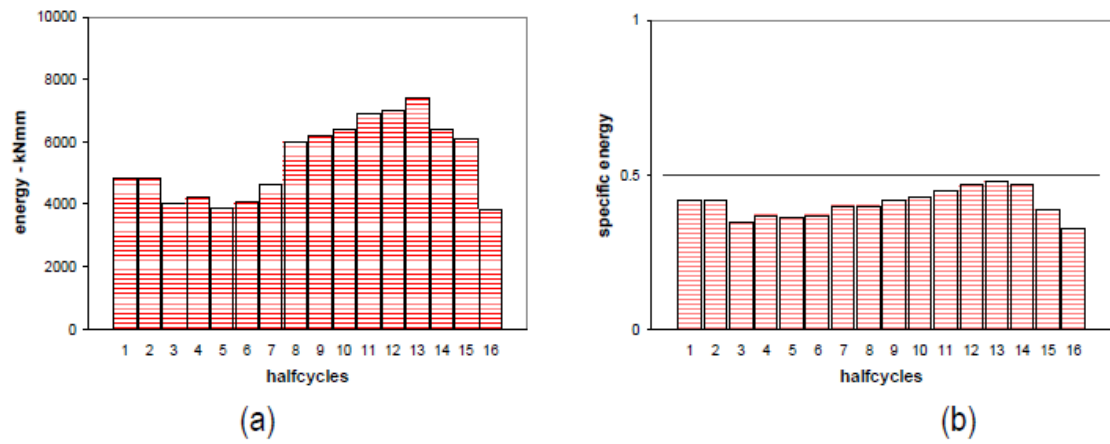


Figura 5. Histogramas de energía disipada

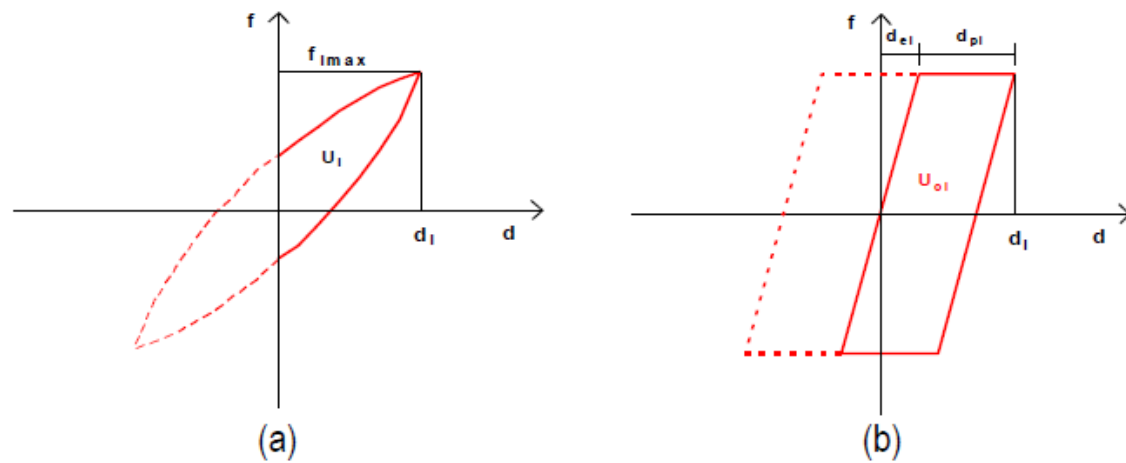


Figura 6. Definición numérica de energía disipada (comportamiento elástico-plástico)

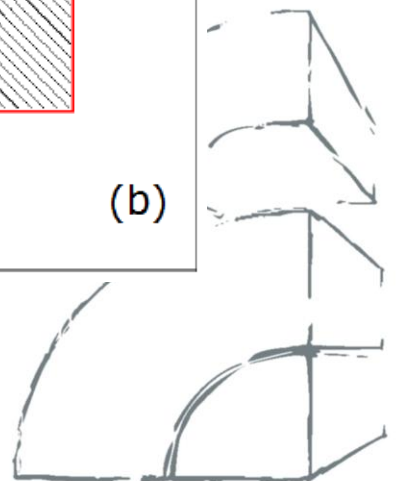
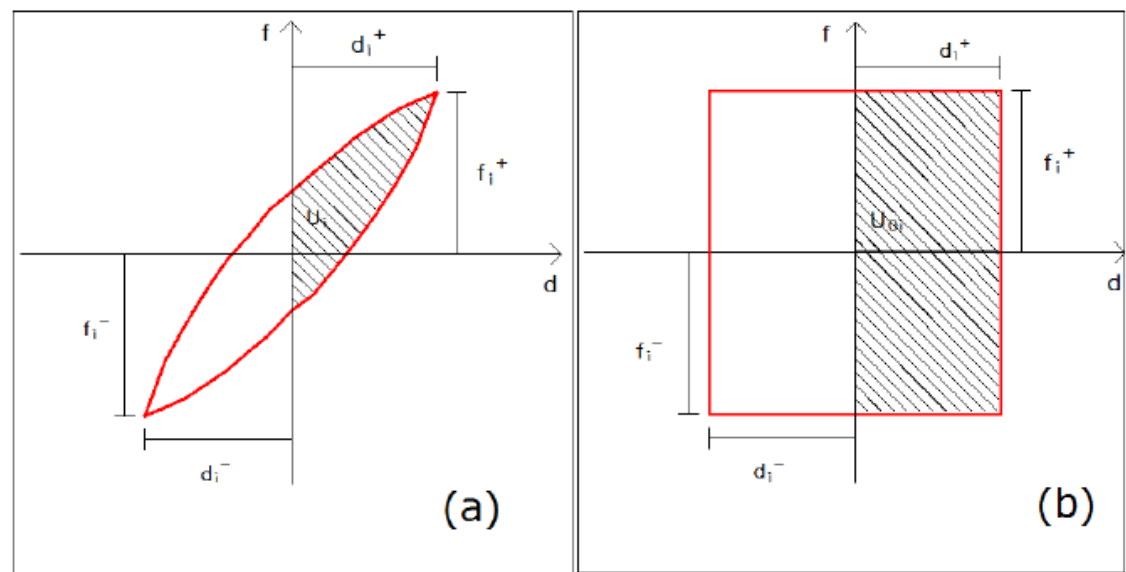


Figura 7. Definición numérica de energía disipada (comportamiento totalmente inelástico)



El informe de ensayo cíclico deberá incluir:

- Título de ensayo, laboratorio y fecha.
- Planos de probetas y sistema de ensayo.
- Datos para definir las propiedades geométricas y materiales.
- Representación gráfica en un diagrama reticulado de la curva f-d obtenida.
- Para cualquier semi-ciclo i: el desplazamiento  $d_i$ , la máxima fuerza  $f_{i\max}$  y la energía específica  $u_i$ .
- Para cualquier grupo j de semi-ciclos: la degradación específica  $(f_{j1}-f_{j3})/f_{j1}$  de la fuerza entre el primer y el tercer ciclo.
- Modalidad de fallo e indicación del elemento que ha fallado o parada temprana del ensayo.
- Valor numérico del coeficiente de ductilidad  $\mu = d_u/d_y$  o el límite  $\mu > d_u/d_y$  (comportamiento dúctil).
- Cualquier información adicional relevante (como la aparición de rozamiento).

Tales prescripciones podrán modificarse o integrarse de acuerdo con el resultado específico del ensayo. Deberá guardarse un registro del ensayo completo (datos sin procesar) para investigaciones adicionales.



