

Algunas consideraciones sobre la futura instrucción de acero estructural **EAE** en lo referente al proyecto de estructuras sismorresistentes



Some considerations on the future EAE structural steel instruction in relation to the earthquake resistant structures project

Luis Manuel Villa-García
Ingeniero Industrial
Universidad de Oviedo

Recibido: 19/09/08 • Aceptado: 09/12/08

ABSTRACT

- In this paper a few points are made concerning the draft version of the EAE Instruction with regard to the earthquake resistant metal structure project, and within the application field of Building Earthquake Resistant Code (NCSE-02) and Eurocode 8 in the current framework of the Technical Building Code.
- To be precise, after the Introduction, some foundations of the projects are highlighted, as well as the way of defining seismic action. Relative and absolute displacement of the ground plan is then analysed, focussing on structural analysis immediately after, and inside this one on second nature effects. The problem of lamellar tearing is subsequently addressed before finally concluding with some ideas on local conditions of ground foundations.
- **Key words:** steel structures, earthquake resistance regulations, Spanish EAE Instruction.

RESUMEN

En el presente trabajo, se exponen algunas consideraciones relevantes sobre el borrador de la futura Instrucción de Acero Estructural EAE, en lo referente al proyecto de estructuras metálicas frente al sismo, y dentro del ámbito de aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 y del Eurocódigo 8, en el actual marco del Código Técnico de la Edificación.

En concreto, después de la introducción, se destacan algunos fundamentos de proyecto, y la forma de definir la acción sísmica, posteriormente se analiza el desplazamiento de planta relativo y absoluto; para seguidamente centrarse en el análisis estructural, y dentro de este en los efectos de segundo orden. A continuación, se aborda el problema del desgarro laminar, para terminar finalmente con algunas ideas sobre las condiciones locales del suelo de cimentación.

Palabras clave: estructuras de acero, normativa sismorresistente, Instrucción EAE.

1. INTRODUCCIÓN

En el B.O.E. de 28 de marzo de 2006 se publicó el R.D. 314/2006 de 17 de marzo por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación; en su disposición derogatoria única sobre normativa indica expresamente que queda derogada a partir de la entrada en vigor del citado Real Decreto, entre otras, la disposición del Real Decreto 1829/1995, de 10 de noviembre, por el que se aprueba la norma básica de la edificación NBE-EA-95 “Estructuras de Acero en Edificación”. Asimismo, una vez agotado el periodo transitorio de doce meses, posteriores a la entrada en vigor del Código Técnico de la Edificación (indicado en su disposición transitoria segunda sobre el régimen de aplicación de la normativa anterior al citado código), durante el cual podían coexistir ambas disposiciones, se ha llegado a un periodo de vacío normativo, en el que actualmente no existe una norma nacional específica y de referencia, que abarque de forma global el proyecto, ejecución y control de estructuras de acero, a semejanza de la ya tradicional Instrucción EHE en el ámbito de las estructuras de hormigón.

El actual borrador de la EAE, o documento 0 (disponible a través de la web del Ministerio de Fomento¹) es anterior a la aprobación del CTE (confeccionado este último por el Ministerio de Vivienda), como lo atestigua que en aquel ya aparecen referencias al mismo (véase por ejemplo el artículo 4º del Capítulo I del borrador de la EAE) dejando espacio para incluir su fecha de aprobación en el BOE. Por lo que las prescripciones contenidas en ambos están pensadas para coexistir, al menos en lo que a estructuras de edificación se refiere.

El borrador de la futura Instrucción EAE se presentó a través de la web del Ministerio de Fomento con la intención de abrir un debate técnico sobre su contenido. Con este objetivo, a lo largo del presente artículo, se pretenden destacar algunas novedades del mismo en lo referente al proyecto y ejecución de estructuras de acero frente al sismo; que el citado documento 0 de la EAE trata en su Capítulo XIII.

En el mismo se relacionan algunos aspectos particulares del proyecto y la ejecución de estructuras de acero frente a acciones sísmicas que complementan las disposiciones de tipo general contenidas en la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, aprobada por Real Decreto 997/2002, de 27 de septiembre, y las específicas aplicables a tipos particulares de construcciones (puentes, depósitos, tuberías, etc.) [1].

2. FUNDAMENTOS DE PROYECTO

Siempre que la estructura tenga capacidad para comportarse de forma dúctil satisfactoriamente, o sea, de forma estable en régimen plástico, la tendencia mundial recogida en las normas de construcción sismorresistente actualmente vigentes, consiste en permitir modificar sus espectros elásticos de respuesta. De esta manera, siempre que en la fase de proyecto se defina la solicitación a partir del espectro elástico, en construcciones ubicadas en zonas de reducida sismicidad, son suficientes las disposiciones de carácter general contenidas en la Instrucción EAE, y en particular las de su artículo 50. En cambio, si en la fase de proyecto se opta por la utilización de un espectro de cálculo reducido, se prescribe cumplir las condiciones detalladas en el Capítulo XIII de la misma, las cuales son más restrictivas que las generales.

En las estructuras proyectadas en el rango anelástico, en la fase de proyecto se comprueba la estabilidad de la estructura en el rango plástico, mediante la definición de

una jerarquía de capacidades, de forma que durante la actuación del sismo se produzcan rótulas a flexión, o alargamientos plásticos en axil en los lugares previstos, lugares a los que se designará como zonas de disipación de la energía. Como planteamiento práctico se admite un cálculo elástico ante cargas inferiores a las que solicitarían la estructura si esta realmente se mantuviese en el rango elástico [1].

En zonas de sismicidad moderada es normalmente adecuado el proyecto en régimen elástico tanto para las comprobaciones de seguridad como de servicio, sin reducción alguna del espectro. Si, en el sentido opuesto, la aceleración de cálculo es importante, en la comprobación de la seguridad resulta adecuado estudiar el equilibrio entre el ahorro que, en términos globales representa la reducción de cargas por ductilidad y el coste, también en términos globales, que representa el asegurar la ductilidad requerida [1].

En general, las construcciones en zonas sísmicas han de satisfacer los criterios de seguridad y servicio. En ciertos tipos de estructuras como por ejemplo las de edificación convencional al suponerse el criterio de seguridad más restrictivo que el de servicio, es frecuente la comprobación únicamente frente a este último criterio. Esta es la idea indicada en el Título 1º Bases de Proyecto, del borrador de la Instrucción EAE, y en el correspondiente de la Norma NCSE-02 [2]. La comprobación frente a ambos criterios se exige en estructuras más singulares, como por ejemplo los puentes.

3. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

En el borrador de la futura Instrucción EAE sólo se contemplan dos formas posibles de definir al acción sísmica [1]:

- Mediante un espectro de respuesta: este deberá corresponder al de la vigente Norma NCSE-02 o, en el caso particular de construcciones a las que por sus características especiales (periodo fundamental fuera del rango habitual) no les sea adecuada la aplicación del citado espectro (puentes, depósitos, etc.), a las instrucciones específicas aplicables. En algunos de estos casos será necesario el empleo de espectros diferentes en las comprobaciones de seguridad y de servicio. Por ejemplo, los puentes poseen su propia instrucción específica sobre las acciones a considerar [3, 4].

¹ Nueva Instrucción EAE,

<http://www.fomento.es/MFOM/LANG%5FCASTELLANO/DIRECCIONES%5FGENERALES/ORGANOS%5FCOLEGIADOS/CPA/EAE/>

En zonas de sismicidad moderada es normalmente adecuado el proyecto en régimen elástico tanto para las comprobaciones de seguridad como de servicio, sin reducción alguna del espectro

- Mediante registros temporales: generados numéricamente o correspondientes a terremotos reales; se demostrará su compatibilidad con los espectros correspondientes, y se seguirán las especificaciones de la instrucción aplicable en lo relativo al número de registros y a la duración de los mismos.

Como factores reductores del espectro elástico se utilizarán los prescritos por la Norma NCSE 02.

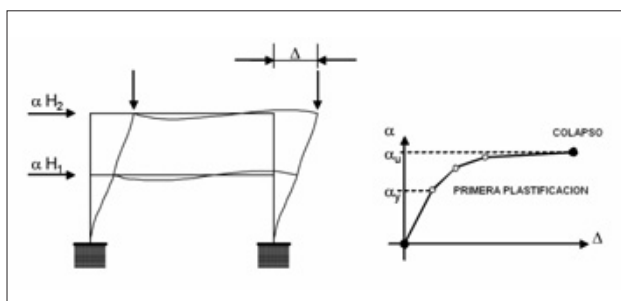


Figura 1.

Siempre que se puedan demostrar magnitudes conservadoras, de la relación entre los factores de carga correspondientes a los estados de colapso y de primera plastificación, incluso a partir de cálculos plásticos elementales (figura 1); se admiten como válidas para disminuir las ordenadas del espectro elástico en el caso de pórticos de nudos rígidos o arriostrados de forma incompleta (los ejes de las barras no concurren en los nudos). Dicho de otra forma, se permite aumentar el valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad μ prescrito en la normativa vigente NCSE-02 en la relación α_u / α_y .

Como limitación, no se aplicarán valores del citado cociente superiores a los indicados en la tabla 1 [1].

La diferencia entre las solicitaciones correspondientes al terremoto de servicio (espectro para el Estado Límite de Servicio) y el terremoto de seguridad (espectro para el Estado Límite Ultimo) no se simplifica, al igual que en

otras muchas acciones, a un simple cambio de escala. Si no, que ambos espectros son en general diferentes, tanto en escala como en forma.

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	RELACIÓN α_u / α_y VALOR MÁXIMO
Pórticos de nudos rígidos y una altura	1.1
Pórticos de nudos rígidos y varias alturas	1.2
Pórticos de nudos rígidos, varias alturas y varias alineaciones de pilares	1.3
Estructuras arriostradas mediante triangulaciones incompletas	1.1

Tabla 1.

4. DESPLAZAMIENTO DE PLANTA RELATIVO Y ABSOLUTO

La evaluación de los desplazamientos ante la ocurrencia de un movimiento sísmico no se corresponde únicamente con una exigencia de Estado Límite de Servicio (a diferencia de lo habitual al considerar otras solicitaciones), sino que esta relacionada también con la seguridad (Estado Límite Ultimo). El modelo de estructura utilizado para la evaluación de los mismos será, en general, diferente al empleado en la evaluación de los esfuerzos; al objeto de alcanzar una estimación conservadora de los desplazamientos. En estructuras en las que se prescriba la comprobación en servicio, es decir, aquellas sujetas a normas más específicas (por ejemplo los puentes). Será obligado, a través de un espectro diferente, la evaluación de los desplazamientos ante el evento de servicio.

La NCSE-02 [2] indica para cada dirección en que se considere la acción sísmica, la forma de estimar los desplazamientos máximos equivalentes para cada grado de libertad y modo de vibración a partir del modelo lineal equivalente de la estructura. Asimismo, dicha normativa muestra el número mínimo de modos a considerar (en función del modelo de estructura adoptado para el cálculo y del menor periodo característico del espectro de respuesta), y una forma sencilla de combinar los resultados obtenidos para los diferentes modos.

El desplazamiento horizontal, en la dirección en que pueda significar choque con estructuras colindantes se determina teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión

$$u = u_e \mu$$

donde:

- u_e : desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
- μ : coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2. de la Norma NCSE-02 [2].

En general, en las diversas normativas extranjeras, la estimación de los desplazamientos máximos en las construcciones, se determina a partir del producto de los desplazamientos resultantes (debido a las acciones de diseño) por un factor que tiene en cuenta la deformación inelástica de la estructura, para el que, en algunos códigos como el español, coincide con el factor de ductilidad. Para posteriormente (y a partir de los primeros) establecer el espaciado entre edificios.

Como se acaba de indicar, el desplazamiento máximo, se calcula multiplicando el movimiento resultante por el coeficiente de comportamiento por ductilidad; es decir, el desplazamiento final de cálculo es directamente proporcional a este último, que a su vez puede adoptar alguno de los valores enteros: 1, 2, 3 ó 4. Debido a la gran diferencia en la magnitud de los resultados, que se obtienen tras adoptar uno u otro, la elección del coeficiente de comportamiento por ductilidad, no es una cuestión baladí, sino que se realizará para cada modelo de cálculo (en la dirección o en el elemento analizado) dentro de las limitaciones que se establecen en el apartado 3.7.3.1 de la norma [2], en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 de la NCSE-02 que garanticen la ductilidad adoptada [5, 6].

La NCSE-02 prescribe el cálculo anterior para confirmar el alcance entre edificios adyacentes (véase también el apartado 4.2.5 de la misma) [2], pero no da magnitudes límites de desplazamiento admisibles, al objeto de comprobar desplazamientos relativos entre plantas, lo cual sería útil para la protección de los elementos no estructurales (tabiques, ventanas, puertas, etc.) que acompañan a la estructura en su deformación.

Creixel² ofrece, a partir de la experiencia en terremotos históricos, una orientación sobre el ancho de las juntas. Por ejemplo, en suelos blandos y con edificios de unas 5 a 6 plantas, la separación mínima es de 30 ó 35 cm, y de unos 60 cm en edificios de unas 10 ó 12 plantas. Esto es bastante, pero hay que tener en cuenta, que Creixel

desarrolla su actividad en Méjico, como el lector de sobra conoce una región con sismicidad notable, y allí al ser el suelo muy blando, las oscilaciones de los edificios son de gran amplitud [7].

El cálculo de la amplitud de las oscilaciones es una de las utilidades inmediatas del análisis modal, ya que para una energía dada, esta depende directamente de la frecuencia de oscilación, generalmente considerando los armónicos principales, con una mayoración de seguridad; se conoce la amplitud de oscilación con suficiente exactitud como para proyectar las juntas.

Dado que los modelos de oscilación son aproximados, el ancho de la junta en cada nivel no debe ser inferior a la suma de los desplazamientos laterales máximos de las construcciones colindantes calculadas para dichos niveles; a pesar de que con ello, cabe la posibilidad de realizar soluciones constructivas con juntas de anchos variables, es más recomendable desde el punto de vista de la seguridad, mantener el ancho constante en toda su altura, aún a sabiendas de que en algunas zonas es excesivo.

Por su parte, en el Eurocódigo 8, el desplazamiento inducido por la acción sísmica de cálculo, se determina en función de la deformación elástica del sistema estructural, mediante la siguiente expresión simplificada [8]

$$d_s = q_d d_e \gamma_f$$

donde:

- d_s : es el desplazamiento de un punto del sistema estructural, inducido por la acción sísmica de cálculo.
- q_d : es el factor de comportamiento para el desplazamiento, que se supone igual a (a efectos prácticos relación entre resistencia y ductilidad) a no ser que se especifique lo contrario en la parte 1-3 [9].
- d_e : es el desplazamiento del punto considerado del sistema estructural, tal como se determina mediante un análisis lineal basado en el espectro de cálculo, de acuerdo con el apartado 4.2.4 de la Parte 1-1 [10].
- γ_f : es el factor de importancia, que depende del tamaño del edificio, de su valor e importancia para la seguridad pública y de la posibilidad de pérdidas de vidas en caso de colapso.

Asimismo, y a diferencia de la norma española, prescribe que se tengan en cuenta las sollicitaciones de torsión derivadas de la acción sísmica, en el cálculo de desplazamientos.

Varias normativas internacionales hacen referencia a los desplazamientos horizontales relativos entre plantas consecutivas de un edificio, así como a los límites máximos

² J. Creixell. *Construcciones antisísmicas. Criterio para su cálculo y diseño*. Compañía Editorial Continental, México, 1979.

Los puentes poseen su propia instrucción específica sobre las acciones a considerar

que no se deben superar para evitar el daño en los elementos no estructurales. A este respecto, y a modo de ejemplo, una de las limitaciones que el Eurocódigo 8 propone para el desplazamiento relativo entre plantas, en edificios con elementos no estructurales de materiales frágiles (unidos a la estructura) es [8]

$$d_r / v \leq 0.004 h$$

donde:

- d_r : es el desplazamiento de cálculo entre plantas, evaluado como la diferencia entre los desplazamientos laterales medios en la parte superior e inferior de la planta considerada y calculado de acuerdo con la expresión previa.
- h : es la altura de la planta.
- v : es el factor de reducción que tiene en cuenta el menor periodo de retorno del terremoto asociado con el estado límite de servicio (además, también puede depender de la categoría de importancia del edificio).

De esta forma, el Eurocódigo 8 prescribe el cumplimiento de la limitación anterior con la finalidad de limitar el daño, pero como se ha mencionado, únicamente para la situación de estado límite de servicio, el cual se corresponde a un sismo con menor periodo de retorno que el de diseño. En este tema el Eurocódigo 8 no sigue la tendencia general de diversas normativas internacionales, que exigen dicho control de desplazamientos también para el máximo sismo probable [5, 11, 12].

Otro aspecto de singular importancia para el desplazamiento entre plantas (también conocido como desviación de piso) es su relación con la estabilidad global del edificio en lo que se refiere a los efectos de segundo orden, que se tratara posteriormente.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El documento 0 de la EAE, prescribe considerar la colaboración a la rigidez de la construcción, de los elementos no estructurales (en el caso de los edificios: cerramientos, particiones, escaleras, etc.). A este respecto los métodos simplificados descritos en el Eurocódigo 8 ofrecen una estimación razonable (véase apartado 2.9 de la Parte 1-3 para pórticos de hormigón rellenos de fábrica) [9].

Las construcciones de edificación convencionales (edificios), representan un caso particular de estructura, en



los que los elementos no estructurales tienen una gran influencia en la respuesta de la construcción. Un análisis basado en un modelo formado únicamente por el esqueleto resistente (forjados, vigas, pilares e infraestructura) da lugar generalmente a estimaciones no conservadoras.

Cuando no sea posible una evaluación precisa del efecto de dichos elementos en la rigidez de la construcción, bien porque su comportamiento no se conozca con suficiente precisión o bien porque puedan sufrir alteraciones a lo largo de la vida de la construcción, se adoptarán valores conservadores [1].

Lo anterior conducirá en general a la realización de más de un análisis. Los esfuerzos se evaluarán mediante modelos en los que la rigidez no sea inferior a la real. En la evaluación de los desplazamientos, en cambio, se utilizarán valores de rigidez no superiores a los reales [1].

En el caso de edificios, se permite la reducción de las masas correspondientes a las sobrecargas de uso en un 10%. Debido a la participación minorada de las masas asociadas a las sobrecargas de uso en el movimiento del edificio (pueden deslizar al no estar vinculadas al mismo) se permite aplicar la reducción citada, en el valor de aquellas.

Las construcciones en las que los elementos no estructurales se distribuyan de forma asimétrica en planta (edificio con cierre de medianería en uno de sus lados y

fachada ligera en el opuesto) o irregular en alzado (planta baja comercial), el modelo estructural habrá de considerar explícitamente el efecto adverso de tales circunstancias (modos de torsión y concentración de la exigencia de ductilidad respectivamente) [1].

Como se ha mencionado en el primer párrafo del presente apartado, el Eurocódigo 8 prescribe modificar los efectos de la acción sísmica de diseño con respecto a la respuesta de la estructura básica (es decir, la estructura resistente sin rellenos, como cerramientos, tabiquería, etc.) debido a la reducción del periodo natural provocado por la adición de los mismos; e indica una alternativa para la estimación de la misma (véase apartado 2.9.4 de la parte 1-3) [9]. Los muros de cerramiento, tabiques, etc., generalmente no considerados en el modelo de análisis dinámico como elementos estructurales (es decir, elementos resistentes) aportan a la estructura real rigidez y resistencia adicionales, siendo suficientes para alterar la respuesta de la misma con respecto a los resultados que se obtienen del modelo dinámico teórico o ideal utilizado para el análisis. Por tanto, ante la ocurrencia de un sismo, estos elementos no estructurales (al aportar rigidez a la construcción) se convierten en estructurales y frente a la acción de un sismo de baja magnitud reducen las vibraciones y oscilaciones del edificio; en cambio si el sismo es severo, las ventajas citadas se transforman en inconvenientes, ya que constituyen una limitación para que la estructura alcance sus estados límites y provocan un comportamiento frágil del conjunto [5, 13, 14].

5.1. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

El documento 0 de la EAE indica de forma explícita (esto es con claridad y determinación) que la estimación de la importancia de los efectos de segundo orden se efectuará conforme al criterio especificado en la norma NCSE-02; pero préstese atención, a que la forma de la expresión que se indica para ello (en el borrador o documento 0 de la EAE), en forma de quebrado [1]

$$g = \frac{P_k d_k}{V_k h_k}$$

-con el coeficiente incluido- es del Eurocódigo 8 [8] y no de la NCSE-02 [2].

Siendo:

- P_k : carga gravitatoria total por encima de la planta.
- d_k : desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado según un análisis lineal.
- V_k : esfuerzo cortante combinado en la planta, debido a la acción sísmica

- h_k : altura entre plantas.

El problema de estabilidad (teoría de segundo orden), o efecto $P-\Delta$ (en la bibliografía y normativa sísmica) hace referencia al momento adicional producido por el desplazamiento lateral relativo entre cada una de las plantas de un edificio (desviación de piso); es decir, el desplazamiento relativo Δ , entre ambos extremos de cada pilar, da lugar a un incremento del momento flector de segundo orden en los mismos, de valor $P-\Delta$, o sea el esfuerzo de compresión que soporta cada columna, por la citada desviación.

La NCSE-02 permite despreciar los efectos de segundo orden si se cumplen -al menos- una de las dos condiciones siguientes [2]:

- El desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura.
- En cada planta se verifique que el momento adicional producido por la desviación de piso sea, al menos, un 10 % menor que el momento estabilizante en la planta, esto es, cuando en cada planta, se verifique (apartado 3.8 de la misma).

$$P_k d_k < 0.10 V_k h_k$$

Un inconveniente que presenta la vigente normativa española, es que si la condición anterior no se cumple, no indica como tener en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis de la estructura [5, 11].

El Eurocódigo 8 establece el mismo requisito como una regla de aplicación (véase apartado 1.2 de la parte 1-1 del mismo) [10], pero además, define un coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas como [8]

$$g = \frac{P_k d_k}{V_k h_k}$$

ofreciendo una alternativa frente a la norma española, en los casos en que se supere el citado valor límite del 10 %. En sintonía con la tendencia mundial sobre este tema, los efectos de segundo orden pueden aproximarse incrementando las solicitaciones sísmicas por un factor igual a $1/(1-\vartheta)$ siempre y cuando, el coeficiente de sensibilidad al desplazamiento entre plantas ϑ , sea menor que 0.2 -lo expresado hasta aquí en el presente párrafo ha sido adoptado por la EAE, con la salvedad de que los efectos de la amplificación pueden estimarse multiplicando las respuesta estructural (en las variables consideradas, esfuerzos o desplazamientos) por el cociente $1/(1-\vartheta)$ citado [1]-. Asimismo, el Eurocódigo 8 prescribe (esto es, establece como principio) que el valor de dicho coeficiente

En lo relativo al desgarre laminar, aparecen por primera vez novedades en el documento EAE, en lo que se refiere a tipos de materiales y uniones.

no excederá nunca de 0.3; aunque tampoco muestra orientación alguna para abordar la situación en que $0.2 < \vartheta \leq 0.3$ (al igual que la EAE), ya que supone una inestabilidad alta. Otros códigos y normativas, para valores de ϑ que rebasen 0.2, obligan a realizar un análisis de inestabilidad no lineal completo [5, 11, 12].

Por otra parte, los códigos y normas sismorresistentes internacionales más relevantes, exigen utilizar (en la segunda expresión del presente apartado: $P_k d_k < 0.10 V_k h_k$) la desviación de piso no lineal estimada, la cual, en general presenta un valor significativamente mayor que la desviación lineal. La utilización de esta última se puede interpretar como una falta de rigurosidad, e incluso un error de bulto. Si lo que se pretende es juzgar la importancia de los efectos de segundo orden, dicha valoración, lógicamente, debería efectuarse sobre los mismos; utilizando la desviación no lineal, ya que es la estimación que mejor se corresponde con la configuración deformada real (desplazamientos horizontales) de la construcción [5, 11, 12].

6. DESGARRE LAMINAR

Se trata de un tipo de fisura, que se inicia y extiende por el metal base, paralelamente a la línea de ligadura con el cordón. Como resultado de una debilidad del mismo cuando se le solicita en el sentido del espesor, es decir, perpendicularmente a la cara de laminación [17].

En lo relativo al desgarre laminar, aparecen por primera vez novedades en el documento 0 de la EAE, en lo que se refiere a tipos de materiales y uniones, las cuales se comentan a continuación.

6.1. MATERIALES

Si en la fase de proyecto, se considera alguna reducción en el espectro por ductilidad, se requerirán en general condiciones más restrictivas sobre los materiales. En este caso [1]:

- Para los aceros estructurales serán de aplicación las condiciones relacionadas en la norma NCSE-02 [2]. En concreto, los aceros cumplirán las prescripciones indicadas en la EAE en su artículo 27 sobre tipos de acero [1], en especial los relativos a ductilidad y a la prevención de fallo por desgarro laminar.
- Para las secciones serán de aplicación las condiciones

relacionadas en NCSE-02 [2]. En concreto, las relativas a la simetría y a la clase de sección.

- Los tornillos serán, preferentemente, de calidades 8.8 ó 10.9.

Es de destacar (primer punto anterior) la aparición por primera vez, en una norma nacional de obligado cumplimiento, de prescripciones relativas a la prevención del desgarro laminar en estructuras metálicas comunes y con aceros de un límite elástico no muy elevado (hasta 460 MPa). Cuando hasta ahora, esta problemática parecía (equivocadamente) que era específica de estructuras más singulares tales como los recipientes a presión (para la industria petroquímica y nuclear) y estructuras off-shore, realizadas -todas ellas- en aceros de alto límite elástico, o incluso de puentes metálicos de gran luz, resueltos mediante viga cajón de tablero ortótropo.

Es más, para el diseño y ejecución de elementos estructurales comunes, a pesar de incluso excluir los aceros con un límite elástico mayor de 460 MPa, se obliga a prevenir el fallo por desgarro laminar. Dando además ejemplos en el documento 0 de la futura Instrucción EAE para mejorar los detalles constructivos a los efectos de la resistencia al desgarro laminar [1].

A pesar de que las indicaciones que se prescriben en el borrador de la EAE, lo son solo en las zonas previstas para disipación de energía (es decir aquellas previstas para ubicar y soportar las deformaciones en el rango plástico), debido a la incertidumbre en cuanto a la localización y extensión de dichas zonas, así como las dificultades (sobre todo de soldabilidad) originadas por la utilización de aceros diferentes en una misma estructura, hacen conveniente, por prudencia, incrementar la utilización de los aceros que verifiquen los exigencias de calidad (las cuales se exponen en el borrador de la EAE) a los elementos o zonas de la estructura en los que no son en principio requeridos [1].

La futura instrucción EAE contempla los siguientes tipos de acero utilizables en perfiles y chapas para estructuras de acero [1]:

- aceros laminados en caliente
- aceros conformados en frío
- aceros con características especiales

Dentro de estos últimos, considera los aceros con resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a la superficie del producto. Los cuales deben cumplir los valores mínimos de estricción indicados

en la tabla 27.2.5 del borrador de la Instrucción EAE [1], obtenida aquella en ensayo de tracción en la dirección del espesor.

Esta resistencia mejorada a la deformación en la dirección perpendicular a su superficie, les confiere una mayor isotropía, que puede ser importante en algunas construcciones soldadas. Esta mejora de resistencia a la deformación transversal se evalúa a través de la medida de la estricción obtenida en un ensayo de tracción en la dirección perpendicular al espesor.

6.2 UNIONES

Nuevamente, dentro del Capítulo XIII del borrador de la EAE, referido al proyecto de estructuras metálicas frente al sismo, en su artículo 54 dedicado a uniones, se vuelve a hacer referencia al desgarro laminar.

En concreto, en el proyecto de las uniones, y especialmente en el caso de aquellas que se sitúen en o limiten una zona de disipación*, se evitarán, entre otros, aquellos detalles que favorecen la aparición de fallos por desgarro laminar.

Asimismo se prescribe que, en las zonas disipativas no se permitirá la existencia de elementos que trasmitan esfuerzos en la dirección del espesor.

Además, otra referencia al desgarro laminar, aparece también en el documento 0 de la EAE, en su capítulo XIV, dedicado a las uniones; aunque ya fuera evidentemente del referido a estructuras sismorresistentes, y por tanto con un carácter más general; en concreto, en su artículo 59 correspondiente a uniones soldadas se indica que:

- se evitarán en la medida de lo posible las tensiones residuales dirigidas según el espesor de las piezas a unir, que pueden dar origen a desgarro laminar en las mismas [1].
- En especial, cuando existan tensiones de tracción, bien sean residuales de soldeo o debidas a fuerzas exteriores, dirigidas en la dirección del espesor en piezas planas de más de 15mm de espesor, deberá estudiarse el procedimiento de soldeo, las propiedades del metal base en la dirección del espesor y los detalles de la unión, para evitar dicho peligro [1].

7. CONDICIONES LOCALES DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

La norma de construcción sismorresistente actualmente vigente en territorio nacional: NCSE-02. Se ha nutrido de la experiencia adquirida en el estudio de los daños ocasionados por los últimos terremotos más destructores

ocurridos -como los de Méjico (1985), Armenia (1988), Loma Prieta (1989), Kobe(1995), Izmir (1999) y Taiwán (1999)- y del análisis de otras normas sísmicas internacionales, que también han sido revisadas y actualizadas.

En su redacción se han tenido en cuenta las directrices europeas en materia de construcción sismorresistente, haciendo compatible la Norma NCSE-02 con el Eurocódigo 8. Asimismo, se han analizado y recogido los informes y sugerencias aportadas por los colegios profesionales y los técnicos españoles que han venido aplicando la normativa anterior (NCSE-94), lo que ha proporcionado una mayor precisión y claridad a la redacción de las prescripciones contenidas en la misma [15].

Las características más destacadas de la NCSE-02, en lo referente a la influencia del terreno de cimentación son las siguientes:

- Es más exigente con la influencia del terreno de cimentación de las construcciones, ya que se ha observado que muchos de los fallos durante terremotos destructores son debidos a una cimentación inadecuada a las características de dichos terrenos. Se dan prescripciones y criterios claros para la caracterización de los suelos y para el diseño y ejecución de la cimentación [15].
- Introduce un cuarto tipo de suelo, el muy blando, para el que se prescriben exigencias en el diseño y la ejecución mayores que la anterior norma, de forma similar a lo recogido en el Eurocódigo y otras normativas sismorresistentes internacionales. Esto se ha considerado ahora completamente necesario, ya que se están incorporando en los planes urbanos terrenos que anteriormente no lo estaban, como por ejemplo, terrenos ganados al mar, zonas desecadas, etc., que son del tipo de suelos muy blandos [15].

Debido a la influencia de las condiciones locales de suelo, sobre el daño estructural, se recomienda la utilización de [7, 14]:

- estructuras rígidas en suelo blando, a pesar de los problemas de cimentación de las mismas condicionada por la baja resistencia del suelo,

y análogamente,

- estructuras flexibles en suelo firme, las estructuras porticadas, aparte de ser más económicas, son también más dúctiles y flexibles que las concebidas a base de pantallas; sin embargo, debe limitarse la capacidad de desplazamiento lateral de las mismas, al objeto de evitar daño en los elementos no estructurales.

(*) La zona de disipación es una zona del esqueleto resistente, con gran capacidad de deformación antes de la rotura, la cual disipa -en parte- la energía cinética de las oscilaciones.

En general, en condiciones locales de suelo firme, se observa una mayor concentración de daño en estructuras rígidas, mientras que en la situación de suelo blando, el mayor daño se produce en las estructuras flexibles. Pero los blandos y sueltos también tienen ventajas en caso de terremoto, las principales son que amortiguan más las ondas sísmicas, sobre todo los armónicos de mayor frecuencia (aunque estos no suelen ser los más peligrosos para las construcciones), y la segunda es que suelen transmitir menos oscilaciones a las estructuras [7].

Las construcciones situadas sobre terrenos blandos se suelen agrietar en caso de terremoto, ya que son demasiado rígidas como para desplazarse con ellos. Esto se aprecia especialmente en las carreteras o en las calles, pues son las construcciones que se encuentran más en contacto con el terreno.

Ambas normativas sismorresistentes: NCSE 02 y Eurocódigo 8, tienen en cuenta la influencia de las condiciones locales del suelo de la infraestructura, en las fuerzas sísmicas equivalentes, mediante el control de la magnitud de las ordenadas del espectro (elástico de respuesta para la NCSE-02 [2] o de cálculo en el Eurocódigo 8 [10]) correspondiente.

Los diferentes tipos de terreno, se encuentran clasificados en cuatro clases para la NCSE-02: I, II, III y IV; y tres, en el caso del Eurocódigo 8: A, B y C. Al objeto de aplicar la metodología correspondiente de cada normativa, es necesario previamente identificar el perfil estratigráfico (bajo la construcción) con alguna categoría de las que se indican en las citadas normas. En esta clasificación ya aparecen diferencias significativas, pues la tipificación del Eurocódigo 8 tiene en cuenta la velocidad de las ondas elásticas transversales (o de cizalla) junto con la profundidad del terreno, en contraste con la NCSE-02 que solo tiene en cuenta las primeras, limitándose a indicar con respecto a la profundidad, la necesidad de indagar la tipología del estrato en los 30 primeros metros bajo la superficie. Sin embargo la normativa española, a este respecto, parece más racional, ofreciendo una mayor flexibilidad para la clasificación; a través de una identificación promediada de los estratos que intervienen. Esto es, a cada uno de los terrenos tipo que contempla (I, II, III y IV) les asigna un valor dado por un coeficiente C (véase tabla 2.1 de la normativa española) [2]. Para obtener el valor de dicho coeficiente C de cálculo, prescribe que se determinen los espesores e_1 , e_2 , e_3 , y e_4 de los terrenos tipos I, II, III y IV respectivamente existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie. Y se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión

$$C = \frac{\sum C_i e_i}{30}$$

En este sentido, el Eurocódigo 8 muestra una cierta ambigüedad o vacío, ya que no considera la influencia de las heterogéneas combinaciones que se pueden presentar, de las distintas tipologías de estratos [5, 11].

Algunas de las diferencias más llamativas, que se aprecian en la clasificación de las condiciones del subsuelo entre ambas normativas, son las siguientes:

- En cada uno de los tipos de subsuelo clasificados, los valores de la velocidad de corte (entre los que se encuentran comprendidos) varían hasta el punto de que el tipo II de suelo en la NCSE-02, coincide con una subclase del suelo tipo A en el Eurocódigo 8.
- Asimismo el Eurocódigo 8, para el suelo tipo B, prescribe valores límites mínimos de las ondas de corte en función de la cota vertical, que van desde los 200 m/s a 10 m de profundidad, a 350 m/s a una profundidad de 50 m. Requisitos semejantes (como se ha indicado) no aparecen en la normativa española.
- Nuevamente, observando las tipologías de suelo, y los valores de la velocidad de las ondas elásticas transversales (o de cizalla), entre las que se encuentran clasificadas, se da la circunstancia de que alguna de ellas no está contemplada en la otra normativa y viceversa. A este respecto, compárese el suelo de la clase III y IV en la NCSE-02, con el tipo C en el Eurocódigo 8.

Por último, cabe destacar que ninguna de las dos normativas consideradas muestra requisito alguno para tener en cuenta la influencia de la flexibilidad en el conjunto de la cimentación (también conocida como interacción dinámica suelo-estructura); quizás debido a la gran complejidad que representa la introducción del suelo en el modelo a analizar.

Como resultado de la interacción dinámica suelo-estructura, la respuesta sísmica de una estructura cimentada de forma flexible, es decir: una estructura cimentada sobre suelo deformable, diferirá en varios aspectos de la respuesta de la misma estructura cimentada sobre terreno rígido (base poco deformable) y sometida a una excitación de campo libre idéntica, debido a las siguientes razones [16]:

- El movimiento de la cimentación de una estructura cimentada de forma flexible diferirá del movimiento del campo libre, y puede incluir una componente importante de balanceo, que no se producirá en el caso de base rígida.
- El periodo fundamental de vibración de una estructura cimentada de forma flexible será mayor que el de una estructura sobre base rígida.
- Los periodos naturales, los modos de vibración, el amortiguamiento asociado de cada uno de ellos y los factores de distribución modal de una estructura cimentada de forma flexible, serán diferentes de los correspondientes a una estructura sobre base rígida.

Estas desviaciones entre el comportamiento previsto y el real dependen de la rigidez conjunta del sistema de cimentación y del suelo localizado a su alrededor.

Para la mayoría de las estructuras usuales de edificación, los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura tienden, en general, a ser beneficiosos, ya que reducen los momentos flectores y los esfuerzos cortantes que actúan sobre los distintos elementos de la construcción. Sin embargo, para las estructuras de contención de tierras los efectos citados pueden ser perjudiciales [16].

8. CONCLUSIONES

En la futura Instrucción EAE, se complementan las disposiciones de tipo general contenidas en la norma NCSE-02 sobre el proyecto y la ejecución de estructuras metálicas frente a acciones sísmicas:

- Se indican dos formas posibles para la definición de la acción sísmica: mediante un espectro de respuesta (correspondiente a la NCSE-02 u otras instrucciones específicas aplicables), y mediante registros temporales (generados numéricamente o correspondientes a terremotos reales).
- Frente al desplazamiento de planta relativo y absoluto, se refiere a las prescripciones contenidas en la norma NCSE-02 en cuanto a la forma de estimar los mismos. Asimismo en la valoración de los efectos de segundo orden, también se sigue con el criterio especificado en esta última, con las limitaciones citadas que ello supone.
- Prescribe considerar en la colaboración a la rigidez de la construcción, los elementos no estructurales; por lo que en general, esfuerzos y desplazamientos se evaluarán mediante modelos de estructura diferentes.
- Se indican por primera vez, en una norma nacional de obligado cumplimiento, prescripciones relativas a la prevención del desgarro laminar en estructuras metálicas comunes.
- No muestra ninguna limitación para tener en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura.

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Ministerio de Fomento. Instrucción de acero estructural EAE, documento 0. Madrid, España, 2004.
- [2]. Ministerio de Fomento. Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02. Parte General y Edificación. Madrid, España, 2002.
- [3]. Ministerio de Fomento. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP. Madrid, España, 1998.
- [4]. Ministerio de Fomento. Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes NCSP-07. Madrid, España, 2007.
- [5]. Villa-García LM. Diseño y Análisis Sismorresistente de Estructuras de Edificación. 1ª edición. Madrid: Editorial BELLISCO Ediciones Técnicas y Científicas, 2004. 210 p. ISBN: 84-95279-84-3.
- [6]. Villa-García LM. "Aplicación de la normativa de construcción sismorresistente". Técnica Industrial. Vol. 252-1 p. 60-67
- [7]. Ramírez-Masferrer JA. Efectos de los terremotos sobre las estructuras. 1ª edición. Madrid: Ed. Fundación Gómez-Pardo, 2002. ISBN: 84-95063-22-0
- [8]. AENOR. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-2: Reglas generales. Reglas generales para edificios. UNE-ENV 1998-1-2:1998. Madrid: AENOR, 1998.
- [9]. AENOR. Eurocódigo 8: Condiciones de diseño para estructuras sismorresistentes. Parte 1-3: Reglas generales. Reglas específicas para distintos materiales y elementos. UNE-ENV 1998-1-3:2000. Madrid: AENOR, 2000.
- [10]. AENOR. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1-1: Reglas generales. Acciones sísmicas y requisitos generales de las estructuras. UNE-ENV 1998-1-1:1998. Madrid: AENOR, 1998.
- [11]. Villa-García LM. "Analogía de las normativas sismorresistentes española y europea". Técnica Industrial. Vol. 261-1 p. 26-32
- [12]. Bozzo LM, Barbat AH. Diseño Sísmico de Edificios de Hormigón Armado. 1ª edición. Barcelona: Ed. CIMNE, 1995. 185 p. ISBN: 84-87867-59-6
- [13]. Villa-García LM. "Diseño Sísmico Conceptual de Estructuras Porticadas". Técnica Industrial. Vol. 247-4 p. 54-66
- [14]. Villa-García LM. "Aplicación de la Futura Normativa de Construcción Sismorresistente Europea". DYNA Ingeniería e Industria. Vol. 79-8 p. 35-41
- [15]. Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes, Organos Colegiados. Web del Ministerio de Fomento, España, 2007 <>.
- [16]. AENOR. Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos. UNE-ENV 1998-5:1998. Madrid: AENOR, 1998.
- [17]. Reina-Gómez M. Soldadura de los Aceros. Aplicaciones. 3ª edición. Madrid: Ed. Reina-Gómez, 1994. ISBN: 84-605-1475-7