

# CUADERNOS INTEMAC

## Tendencias actuales en el cálculo sísmico

---

### Current trends in seismic design

R. Álvarez Cabal  
Dr. Ingeniero Industrial

F. Santos Olalla  
Ingeniero Industrial

J. M<sup>a</sup> Rodríguez Romero  
Ingeniero de Caminos

E. Baena Alonso  
Ingeniero de Caminos

J. R. Arroyo Arroyo  
Ingeniero Industrial



**INTEMAC**

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**N.º 40**  
4.º TRIMESTRE '00



METIRE UT SCIAS

## INTEMAC

### INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS  
EDIFICACION  
INSTALACIONES



## INTEMAC AUDIT

### AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



## INTEMAC ECO

### AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas

Edificación

Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire

Agua

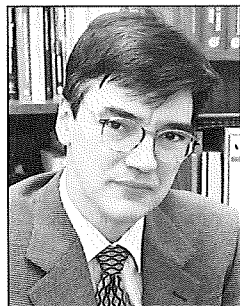
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

## TENDENCIAS ACTUALES EN EL CÁLCULO SÍSMICO

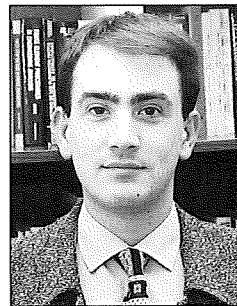
### CURRENT TRENDS IN SEISMIC DESIGN



**Ramón Álvarez Cabal**

Dr. Ingeniero Industrial  
Jefe del Departamento  
Estructuras de INTEMAC

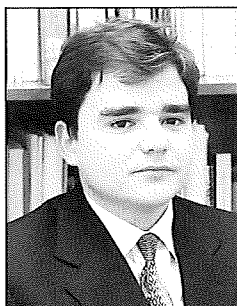
PhD. Mechanical Engineer  
Head of the Structures Department  
of INTEMAC



**Francisco Santos Olalla**

Ingeniero Industrial  
Jefe de la Sección de  
Estructuras de INTEMAC

Mechanical Engineer  
Head of the Structures  
Section of INTEMAC



**Jesús Mª Rodríguez Romero**

Ingeniero de Caminos  
Sección de Estructuras  
de INTEMAC

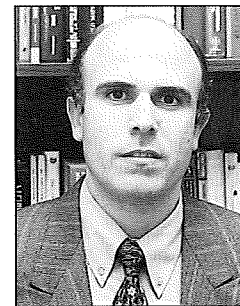
Civil Engineer  
Structures Section  
of INTEMAC



**Eva Baena Alonso**

Ingeniero de Caminos  
Sección de Estructuras  
de INTEMAC

Civil Engineer  
Structures Section  
of INTEMAC



**José Ramón Arroyo Arroyo**

Ingeniero Industrial  
Sección de Estructuras  
de INTEMAC

Mechanical Engineer  
Structures Section  
of INTEMAC

Copyright © 2001, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M - 26880 -2001  
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

---

## **I N D E X**

- 1. INTRODUCTION**
- 2. REGULATORY DEVELOPMENT**
- 3. REGULATION ON SEISMO-RESISTANT CONSTRUCTION IN SPAIN**
- 4. CHARACTERISTICS OF PRESENT REGULATIONS**
  - 4.1. METHODS OF CALCULATION**
  - 4.2. DEFINITION OF ACTION IN TERMS OF FORCES**
  - 4.3. DISTRIBUTION OF FORCES**
  - 4.4. REDUCTION OF FORCES**
  - 4.5. FORMULATION PROBLEMS**
  - 4.6. DESIGN IN TERMS OF CAPACITY**
  - 4.7. PUSH-OVER ANALYSIS**
- 5. CONCLUSIONS**
- 6. REFERENCES**

## **ÍNDICE**

- 1. INTRODUCCIÓN**
- 2. DESARROLLO DE LA NORMATIVA**
- 3. LA NORMATIVA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE EN ESPAÑA**
- 4. CARACTERÍSTICAS DE LAS NORMATIVAS ACTUALES**
  - 4.1. MÉTODOS DE CÁLCULO**
  - 4.2. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN EN FUERZAS**
  - 4.3. DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS**
  - 4.4. REDUCCIÓN DE FUERZAS**
  - 4.5. PROBLEMAS DE LA FORMULACIÓN**
  - 4.6. PROYECTO SEGÚN CAPACIDAD**
  - 4.7. ANÁLISIS PUSH-OVER**
- 5. CONCLUSIONES**
- 6. BIBLIOGRAFÍA**

## ABSTRACT

*The present article discusses some of the most recent trends in seismic engineering, attempting to identify aspects common to all the various tendencies in the hope that such aspects might outline, if not the future of seismic design, at least some of the present shortcomings.*

## 1. INTRODUCTION

Some of the most recent regulations on building design in seismic areas address verification procedures that deviate widely from the traditional method. Based on structural engineering intended to take account of forces assumed to represent earthquake action, the latter is being questioned more and more insistently.

This does not mean, naturally, that buildings erected in accordance with such traditional procedures constitute a hazard, but the fact that the most reputed authors (Priestley, 1997) have put forward such radically different proposals obviously reflects the existence, at least, of problems in the classic formulation.

Some of these problems were evident to all, but were tolerated on the assumption that although the engineering method involved clear inconsistencies, it nonetheless resulted in the design of safe structures. Indeed, this would not be the first verification method used that, while unable to withstand rational critique, has proved to effectively lead to safe designs with simple engineering (such is the case, for instance, of retaining wall toppling or sliding verifications).

There are instances on record that show that this was not wholly true in the case of earthquakes. Structures engineered in accordance with regulatory procedures failed in earthquakes that were not overly severe whereas the contrary was also observed, i.e., structures have been known to resist accelerations much greater than envisaged in the regulations without collapsing. Surveys conducted after each important earthquake have substantiated the advisability of supplementing engineering design with measures relating to the overall conception of buildings in respect of form, structural system, details, and so on. This is what underlies the present situation, characterised by the co-existence of two types of virtually independent verifications (present chapters 3 and 4 of the Spanish code).

## 2. REGULATORY DEVELOPMENT

The earliest regulations, which appeared in Japan in the twenties and in the United States ten years later, were confined to the inclusion of a horizontal force on each storey, proportional (from 8 to 10%) to the vertical force. The specific formula is:

$$F_i = C \cdot W_i$$

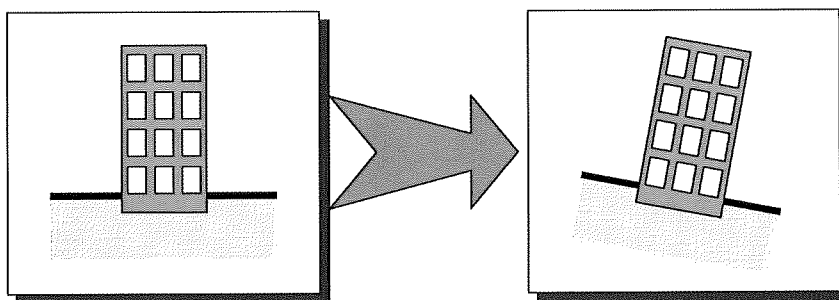


Fig. 1. La acción sísmica como carga proporcional.

Fig. 1. Seismic action as a proportional load.

## RESUMEN

*En el presente trabajo se presentan algunas de las tendencias más recientes en el cálculo sísmico, tratando de concretar los aspectos comunes a todas ellas en la esperanza de que tales aspectos perfilen, si no el futuro del cálculo sísmico, si al menos las carencias actuales.*

### 1. INTRODUCCIÓN

Algunas de las más recientes normativas relacionadas con el proyecto de los edificios en zonas sísmicas plantean ya procedimientos de comprobación muy alejados de los tradicionales. El método clásico, basado en el cálculo de la estructura ante la acción de unas fuerzas que, se supone, representan la acción del terremoto, se cuestiona cada vez con mayor intensidad.

Naturalmente, ello no significa que lo construido conforme a estas normativas más tradicionales constituya un peligro, pero es evidente que el planteamiento por autores del mayor prestigio (Priestley, 1997) de propuestas tan radicalmente diferentes refleja, cuando menos, la existencia de problemas en la formulación clásica.

Algunos de estos problemas eran patentes para todos, pero cabía suponer que aunque el método de cálculo presentaba inconsistencias claras, conducía al menos al proyecto de estructuras seguras. Al fin y al cabo, no es tampoco la primera vez que se hace uso de métodos de comprobación que no resisten una crítica racional pero que se han mostrado eficaces por conducir a proyectos seguros a través de cálculos simples (es el caso, por ejemplo, de las comprobaciones a vuelco o deslizamiento de muros de contención).

Algunas experiencias demostraron que lo anterior no era totalmente cierto en el caso de los terremotos. Estructuras calculadas conforme a los procedimientos normativos fallaron ante la acción de sismos poco severos y, en el lado contrario, se sabe de estructuras que han resistido aceleraciones muy superiores a las normativas sin llegar al colapso. Los estudios realizados tras cada terremoto importante demostraron la conveniencia de complementar el cálculo con medidas relativas al planteamiento global del edificio en cuanto a forma, sistema estructural, detalles, etc. Se llegó así a la actual situación, caracterizada por la convivencia de dos tipos de comprobaciones prácticamente independientes (actuales capítulos 3 y 4 de la norma española)

### 2. DESARROLLO DE LA NORMATIVA

Las primeras normativas, que aparecen en Japón en los años 20 y en Estados Unidos unos 10 años más tarde, se limitaban a introducir en cada planta una fuerza horizontal de valor proporcional (entre un 8 y un 10%) a la vertical. La expresión concreta es de la forma:

$$F_i = C \cdot W_i$$

La propuesta tenía la ventaja indudable de la simplicidad (equivale a calcular el edificio como si se construyera inclinado). A cambio, introdujo la idea de representar la acción sísmica mediante fuerzas, idea que se ha venido arrastrando hasta nuestros días y que, como señalábamos mas atrás, se cuestiona cada vez con mayor intensidad.

A partir de esta base, las siguientes normativas fueron desarrollando progresivamente la forma de introducir estas cargas horizontales, tanto en su forma como en su valor.

En los años 40 algunas normativas incorporaron ya la variación de las cargas con la altura. La expresión de la norma de la ciudad de Los Ángeles (1943) es:

$$V_i = C_i \cdot W_i$$
$$C_i = \frac{60}{(n_i + 4.5) \cdot 100}$$

Such premise benefited from the unquestionable advantage of simplicity (all it involves is engineering the building as if it was to be built leaning over). The drawback is that it introduced the idea of representing seismic action by forces, an idea that endures even today and which, as remarked above, is being questioned more and more insistently.

Building on this basis, the regulations subsequently formulated gradually developed ways to introduce such horizontal loads, in terms of both form and value.

In the forties certain regulations incorporated load variations with building height. The formula contained in the code adopted by the city of Los Angeles (1943) is:

$$V_i = C_i \cdot W_i$$

$$C_i = \frac{60}{(n_i + 4.5) \cdot 100}$$

In this expression  $V_i$  represents shear in each storey and  $W_i$  the weight of all  $n_i$  storeys higher than the one in question. If applied to a ten-storey building, the distribution of forces is as shown in Figure 2, where proportionality coefficient "C" can be seen to increase with storey height.

In the fifties the dynamic properties of the building were factored into seismic load assessments. The 1957 SEAOC<sup>1</sup> code established the following expression for these loads:

$$V = K \cdot C \cdot W$$

where  $V$  represents total shear at the base,  $W$  is the total weight of the building and  $K$  is the ductility coefficient, whose importance is discussed below.

The distribution of this force among the storeys is triangular, in accordance with the expression:

$$F_i = V \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_j w_j \cdot h_j}$$

Figure 3 shows how coefficient  $C$  varies with the period of the building.

It will be observed that this entails introducing the concept of spectrum, so familiar in today's codes. Actually, the 1957 SEAOC code contains the essential elements present in current regulations. Nevertheless, it would take a few years till a consistent engineering scheme were devised, namely the response-scheme, which was to be called the response-spectra method, on which were current regulations are based.

### 3. REGULATIONS ON SEISMO-RESISTANT CONSTRUCTION IN SPAIN

Although there are very early precedents<sup>2</sup>, it was not until 1962 that the former Ministry of Housing published building code MV 101-1962MV-101-1962 that included a chapter on seismic action. Two years later, in 1964, the Ministry of Public Works completed its "Code for design, building and operation of large dams". These two texts are the direct precedents for the first code specifically dealing with seismic action, PGS 1, dating from 1968.

In 1974 the former Ministry of Development Planning published PDS 1, a code that remained in force for 20 years, until the publication in 1994 of Seismo-Resistant Code NCSE-94, in force today.

This latter code explicitly adopts the response-spectra method as the formal engineering grounds (with certain important simplifications) for its provisions and addresses the values of the ductility coefficient. It should be noted that both aspects are discernible in the prior PGS and PDS, but in a very simplified form (very likely the most appropriate for the computing resources available at the time).

<sup>1</sup> Structural Engineers Association of California.

<sup>2</sup> We recommend, in this regard, the chapter titled "*Desarrollo histórico de la normativa sísmica en España*" [Historic development of seismic legislation in Spain, (Prof. García Yagüe)], in the first A.E.I.S. monograph.



En esta expresión  $V_i$  representa el cortante en cada planta,  $W_i$  el peso de todas las  $n_i$  plantas situadas por encima de la considerada. Si se aplica a un edificio de 10 plantas la distribución de fuerzas es la indicada en la Figura 2. Obsérvese, cómo, en definitiva, se aumenta el factor "C" de proporcionalidad con la altura de la planta.

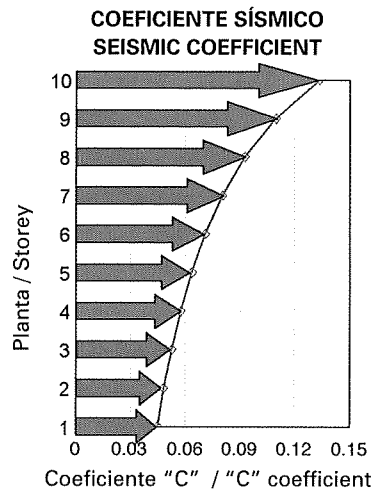


Fig. 2. Distribución de cargas en un edificio de 10 plantas.  
Fig. 2. Load distribution in a 10-storey building.

En los años 50 se introducen ya las propiedades dinámicas del edificio en la evaluación de las cargas de sismo. La norma SEAOC<sup>1</sup> de 1957 establece, para estas cargas, la expresión:

$$V = K \cdot C \cdot W$$

En la que V representa el cortante total en la base, W es el peso total del edificio y K el coeficiente de ductilidad, sobre cuya importancia insistiremos más adelante.

La distribución entre las plantas del edificio de esta fuerza es triangular, siguiendo la expresión:

$$F_i = V \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_j w_j \cdot h_j}$$

La Figura nº 3 muestra la variación del coeficiente C con el período del edificio.

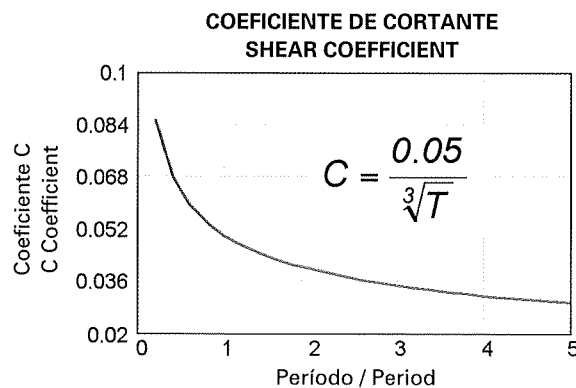


Fig. 3. Coeficiente de cortante.  
Fig. 3. Shear coefficient.

Como se puede apreciar, se está introduciendo ya el concepto de espectro, tan familiar en las normativas actuales. En realidad, la norma SEAOC del 57 contiene ya los elementos fundamentales de las normativas actuales. No obstante, aún hubo que esperar algunos años hasta perfilar un esquema coherente de cálculo, el método de los espectros de respuesta, que constituye el soporte de las normativas vigentes.

<sup>1</sup> Structural Engineers Association of California.

#### 4. CHARACTERISTICS OF PRESENT REGULATIONS

Although any classification is debatable, from the standpoint of both the limitations involved and the criteria used, existing regulations can be characterised by certain basic features, the most important of which (in our opinion) are discussed below.

##### 4.1. METHODS OF CALCULATION

Two are generally accepted, direct integration, where records (corresponding to actual earthquakes or numerically simulated) are introduced as stress, and the response-spectra method. In any event, stress is always defined by means of a spectrum so that, even where direct integration is used, the records employed must be compatible with the regulatory spectra.

##### 4.2. DEFINITION OF ACTION IN TERMS OF FORCES

In virtually all cases seismic action is introduced in structural engineering in the form of equivalent forces.

This, obviously, is more a matter of engineering tradition than an intuitive or rational approach. Indeed, what an earthquake actually imposes on the structure is movement at the base and it is only by means of engineering artifice that a distribution of forces is attained whose effect on the structure is supposedly equivalent to the movement provoked by an earthquake. The scheme is similar to the one shown in Figure 4. Assume a simple portal frame with all the mass concentrated on a rigid lintel that rests on flexible columns. The total displacement of the lintel at any particular time will be the sum of the displacement of the ground ( $u_g$ ) and the displacement deriving from the deformation of the columns ( $u$ ). That is to say:

$$u_t = u_g + u$$

Simple equilibrium of forces yields:

$$c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_t$$

Or, equivalently:

$$k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_t - c \cdot \dot{u}$$

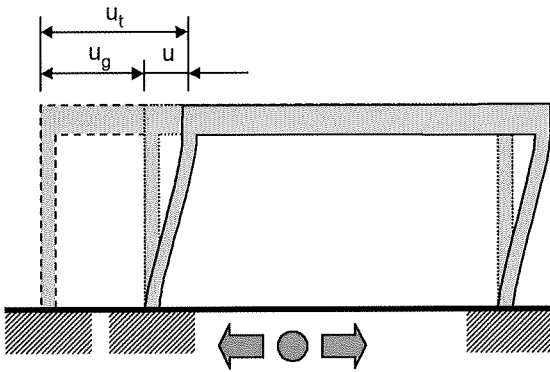


Fig. 4. Separación de desplazamientos.  
Fig. 4. Displacement separation.

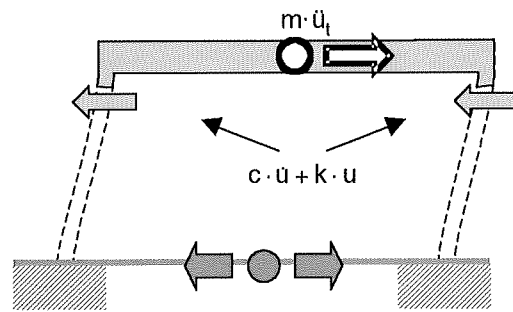


Fig. 5. Equilibrio de fuerzas.  
Fig. 5. Equilibrium of forces.

If all that has to be found is structural resistance, it would have to be verified for the maximum displacement occurring throughout the quake, i.e., for an equivalent force with a value of:

$$F_{eq} = MAX(k \cdot u) = k \cdot MAX(u)$$

or:

$$F_{eq} = \omega^2 \cdot m \cdot MAX(u)$$

where:

$$\omega^2 = \frac{k}{m}$$

### 3. LA NORMATIVA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE EN ESPAÑA

Aunque existen antecedentes muy remotos<sup>2</sup>, no fue hasta 1962 que por parte del desaparecido Ministerio de la Vivienda se publicó la norma de acciones en edificación MV 101-1962 que incluía un capítulo dedicado a las acciones sísmicas. Dos años mas tarde, en 1964, se completó por parte del Ministerio de Obras Públicas la "Instrucción para proyecto, construcción y explotación de grandes presas". Ambas normas son los antecedentes directos de la primera norma específica de acciones sísmicas, la PGS 1 de 1968.

En 1974 se publicó, por parte del también desaparecido Ministerio de Planificación del Desarrollo, la PDS 1, norma vigente durante 20 años hasta la publicación, en 1994 de la vigente Norma de Construcción Sismorresistente NCS-94.

En esta última norma se adopta ya explícitamente como esquema formal de cálculo (con algunas simplificaciones de importancia) el método de los espectros de respuesta y se plantean los valores de los coeficientes de ductilidad. Es necesario señalar que ambos aspectos se pueden reconocer ya en las anteriores PGS y PDS, pero expuestos en una forma muy simplificada (probablemente la adecuada a los medios de cálculo disponibles).

### 4. CARACTERÍSTICAS DE LAS NORMATIVAS ACTUALES

Aunque cualquier clasificación es siempre discutible, tanto por las limitaciones que implica como por los criterios con los que se establece, es posible señalar algunas características de carácter básico presentes en las normativas actuales. Las más importantes (a nuestro juicio) se detallan en los siguientes apartados.

#### 4.1. MÉTODOS DE CALCULO

En general se admiten dos, la integración directa introduciendo como sollicitación registros (correspondientes a terremotos o simulados numéricamente) y el método de los espectros de respuesta. En cualquier caso, la sollicitación se define siempre mediante un espectro de forma que, incluso en el caso de realizar una integración directa, los registros utilizados han de ser compatibles con los espectros normativos.

#### 4.2. DEFINICIÓN DE LA ACCIÓN EN FUERZAS

En la práctica generalidad de los casos las acciones sísmicas se introducen en el cálculo de la estructura en forma de fuerzas equivalentes.

Evidentemente, esto responde más a una tradición de cálculo que a una base intuitiva o un planteamiento racional. En efecto, lo que el terremoto realmente impone a la estructura es un movimiento en la base, y únicamente a través de artificios de cálculo se llega a una distribución de fuerzas cuyo efecto sobre la estructura es, supuestamente, equivalente al de los movimientos que impone el terremoto.

El esquema es similar al mostrado en la Figura 4. Supóngase un pórtico simple con toda la masa concentrada en el dintel, rígido, soportado por pilares flexibles. El desplazamiento total del dintel en cada instante será suma del del suelo ( $u_g$ ) y del debido a la deformación de los pilares ( $u$ ). Esto es:

$$u_t = u_g + u$$

Por simple equilibrio de fuerzas se puede escribir:

$$c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_t$$

O, lo que es igual:

$$k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_t - c \cdot \dot{u}$$

Si nos limitamos a comprobar resistencia de la estructura sería necesario hacerlo para los desplazamientos máximos que se producen a lo largo del terremoto, esto es, comprobarla para una fuerza equivalente de valor:

$$F_{eq} = MAX(k \cdot u) = k \cdot MAX(u)$$

O bien:

$$F_{eq} = \omega^2 \cdot m \cdot MAX(u)$$

Siendo:

$$\omega^2 = \frac{k}{m}$$

<sup>2</sup> Recomendamos en este sentido la lectura del capítulo "Desarrollo histórico de la normativa sísmica en España" (Prof. García Yagüe), de la primera monografía de la A.E.I.S.

The term  $\omega^2 \cdot MAX(u)$ , known as pseudo-acceleration, depends, for a given earthquake, solely on the frequency of the structure, " $\omega$ ", and its damping, " $\zeta$ ", defined to be:

$$\zeta = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega}$$

which is obvious by dividing the two members of the equilibrium equation by the mass and observing that the resulting equation, which in some texts is designated as the standardised form, depends solely on the two parameters:

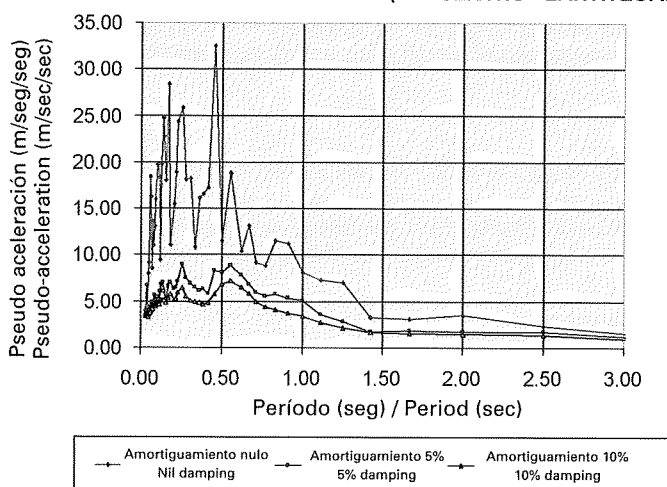
$$\omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_t - 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot \dot{u}$$

Plotting the  $\omega^2 \cdot MAX(u)$  values on a graph (Figure 6) yields the earthquake spectrum, in this case the for 1940 "El Centro"<sup>3</sup> earthquake. This is a relatively simple process, since all it involves is simple numerical integration of the equilibrium equation expressed as follows:

$$\dot{u} + 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_t$$

The term on the right side of this equation is the record of the earthquake.

**ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN (TERREMOTO DE "EL CENTRO")**  
**PSEUDO ACCELERATION SPECTRUM ("EL CENTRO" EARTHQUAKE)**



**Fig. 6. Espectro de respuesta.**  
**Fig. 6. Response spectrum.**

Figure 7 shows the result of integrating the record of the earthquake (again, "El Centro") for two buildings with periods of 1 and 2 seconds (it will be recalled that the relationship between period and frequency is, simply,  $T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$  ).

The spectrum is a very convenient way of representing an earthquake for design because it provides a speedy and intuitive way of obtaining the equivalent forces. It suffices to multiply the mass by a term including acceleration (in units of gravity). This apparent simplicity can lead to errors of interpretation if some physical significance is attributed to pseudo-acceleration, when there is none at all (only in the –purely theoretical– case of nil damping would it coincide with total acceleration). The term  $MAX(u)$ , by contrast, has a clear physical significance.

Although spectrum forms vary in detail with each earthquake, they have certain common characteristics:

- a. For very rigid structures with periods that tend towards zero, relative displacement also tends towards zero and, consequently, the damping forces cancel one another out. In this case the pseudo-acceleration and acceleration values coincide and the acceleration of the structure (which moves like a rigid solid) coincides with the acceleration of the ground. Note that the spectrum in Figure 6 starts at a value (0.32 m/sec<sup>2</sup>) that coincides with the peak on the accelerogram shown in Figure 7).
- b. For very flexible structures with high periods, the structure does not move in absolute terms although, since the ground does, the relative movement coincides with the ground movement. Like rigidity, the spectral ordinate tends to zero.

<sup>3</sup> Earthquake famous for being one of the first for which accelerograms are available.

Al término  $\omega^2 \cdot Max(u)$  se le designa como pseudo-aceleración, y es, para un terremoto dado, función únicamente de la frecuencia propia de la estructura " $\omega$ " y de su amortiguamiento " $\zeta$ ", definido como:

$$\zeta = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega}$$

lo que resulta obvio al dividir por la masa los dos miembros de la ecuación de equilibrio y observar que la ecuación resultante, que en algunos textos se designa como forma normalizada, depende únicamente de ambos parámetros:

$$\omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_g - 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot \dot{u}$$

Si el valor se dibuja en una gráfica (Figura 6), se tendrá el espectro del terremoto, en este caso el de "El Centro" de 1940<sup>3</sup>. Se trata de un proceso relativamente simple de obtener ya que basta con integrar numéricamente la ecuación de equilibrio puesta en la forma:

$$\dot{u} + 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_g$$

Expresión en la que el término de la derecha es el registro del terremoto.

La Figura 7 muestra el resultado de integrar el registro del terremoto (siempre el de "El Centro") para dos edificios de períodos 1 y 2 segundos (recuérdese que la relación entre período y frecuencia es, simplemente  $T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega}$ ).

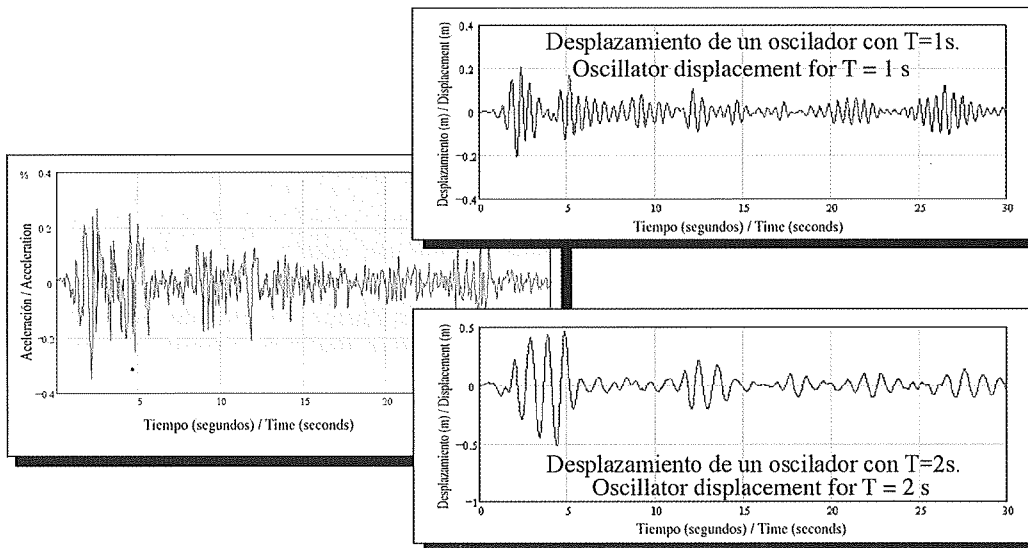


Fig. 7. Respuesta de edificios distintos a un mismo terremoto.  
Fig. 7. Response of two different buildings to the same earthquake.

La del espectro es una representación del terremoto muy cómoda para el proyecto porque permite obtener las fuerzas equivalentes de una forma muy rápida e intuitiva. Basta con multiplicar la masa por un término que tiene unidades de aceleración. Esta aparente simplicidad puede inducir errores de interpretación en el sentido de asignar algún significado físico a la pseudo-aceleración, significado del que carece por completo (únicamente en el caso puramente teórico- de amortiguamiento nulo coincidiría con la aceleración total). Por el contrario, el término  $MAX(u)$  tiene un significado físico claro.

Aunque las formas de los espectros dependen de los terremotos, algunas características son comunes:

- Para estructuras muy rígidas, cuyo período tienda a cero, el desplazamiento relativo tiende igualmente a cero y, consecuentemente, las fuerzas de amortiguamiento se anulan. En este caso los valores de pseudo-aceleración y aceleración total coinciden y la aceleración de la estructura (que se mueve como sólido rígido) coincide con la del suelo. Obsérvese que el espectro de la Figura 6 arranca de un valor ( $0,32 \text{ m/seg}^2$ ) que coincide con el máximo del registro mostrado en la Figura 7).
- Para estructuras muy flexibles, de períodos muy altos, la estructura no se mueve en términos absolutos, aunque, al hacerlo el suelo, el movimiento relativo coincide con el de éste. Como la rigidez tiende a cero también lo hará la ordenada espectral.

<sup>3</sup> Terremoto famoso por ser uno de los primeros de los que se dispone de registro grabado de las aceleraciones.

c. For intermediate period values, such as usually found in construction (between 0.5 and 1.5 seconds), the value of the spectral ordinate increases, provoking an amplification plateau.

The above observations gave rise to the idea of defining seismic action by means of a spectrum that would encompass the spectra for all earthquakes that might be expected to occur in a site (Figure 8).

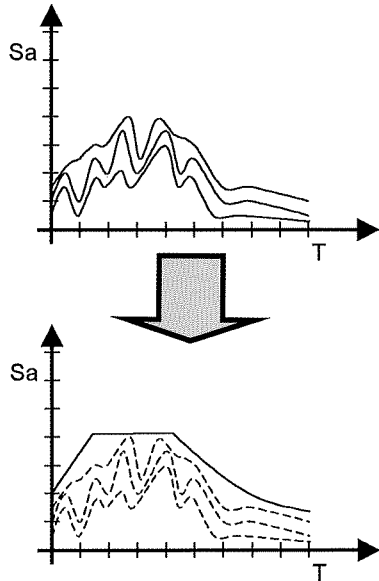


Fig. 8. Definición de la sollicitación mediante el espectro.  
Fig. 8. Spectrum definition of stress.

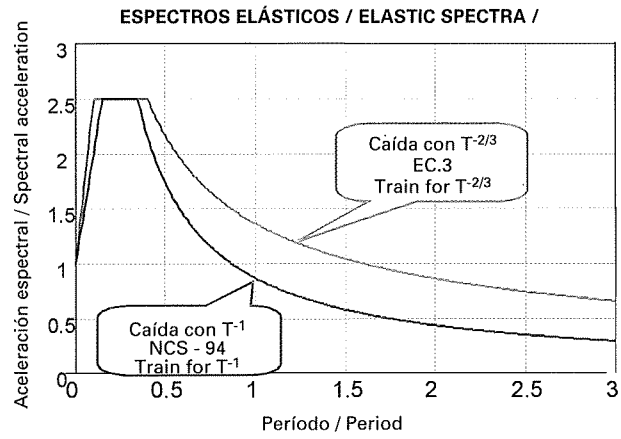


Fig. 9. Espectros elásticos de respuesta.  
Fig. 9. Elastic response spectra.

Such a spectrum is usually plotted perpendicular to the maximum ground acceleration (designated in the NCSE as the design acceleration) in an attempt to separate the spectrum from any particular site. Figure 9 compares the spectra given in the Spanish and European codes.

The Spanish code distinguishes, via a coefficient known as the "contribution" factor, between the spectra for earthquakes close to the Azores fault and those that are at a distance from the fault. Finally, all codes differentiate spectrum form in terms of soil type (Figure 10).

### 4.3. DISTRIBUTION OF FORCES

When, instead of a simple portal frame such as described up to now, what is involved is a conventional building several storeys high, the loads need to be distributed among the various storeys.

Theoretically, as may be verified in any basic text, distribution should be proportional to modal displacements. In many cases, however, loads are simply distributed linearly with height. This simplification is not addressed in the Spanish code. Even in the so-called "simplified" method, it resorts to modal deformed shapes (Figure 11) for which it admits no estimates, despite the precedent set in this respect by the prior code, the 1974 PDS 1.

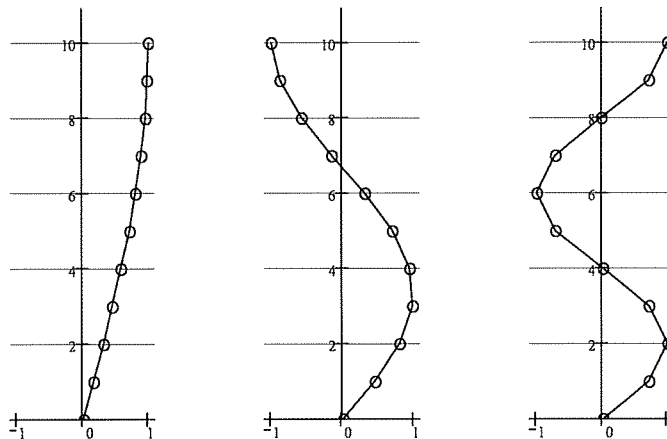


Fig. 11. Modos de vibración.  
Fig. 11. Vibration modes.

c. Para valores intermedios del período, usuales en edificación (entre 0,5 y 1,5 segundos) el valor de la ordenada espectral aumenta. Se habla de una meseta de amplificación.

A partir de las anteriores observaciones surgió la idea de definir la acción sísmica mediante un espectro envolvente de los correspondientes a los terremotos esperables en un emplazamiento (Figura 8).

Habitualmente el espectro se dibuja normalizado a la aceleración máxima del suelo (la designada en la NCSE como de cálculo) en un intento de independizar el espectro del emplazamiento. La Figura 9 compara los espectros de las normas Española y Europea.

En el caso de la norma Española se distingue, mediante un coeficiente designado como "de contribución" entre los espectros de los terremotos próximos a la falla de las Azores y de los más alejados. Por último, en todas las normas se diferencia la forma del espectro en virtud del tipo de suelo (Figura 10).

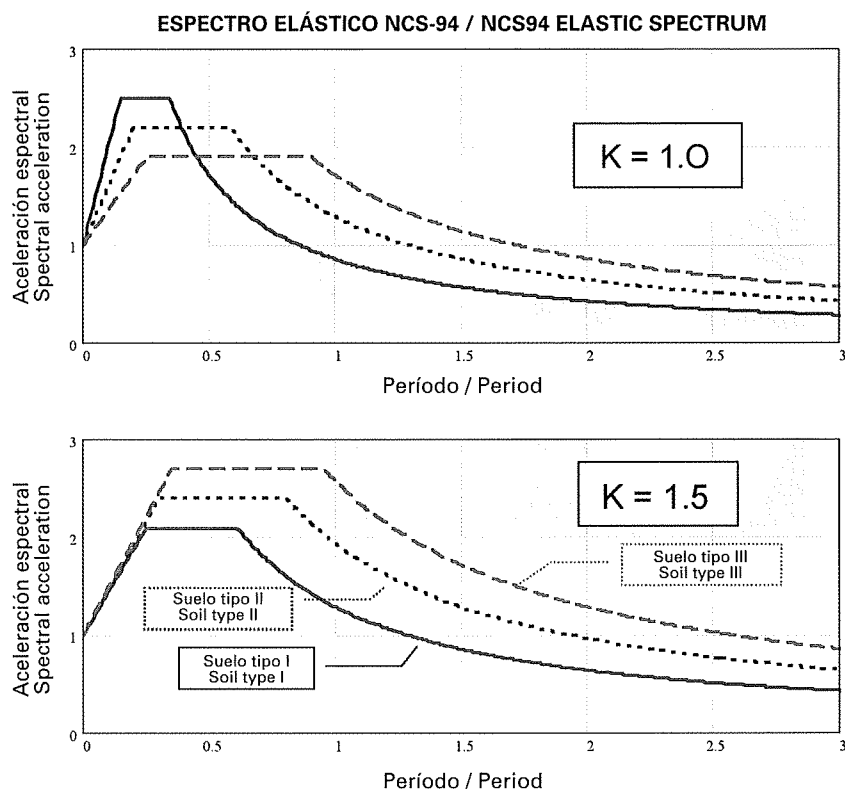


Fig. 10. Influencia en el espectro del suelo y de la proximidad de la falla.  
Fig. 10. Effect of soil type and proximity to fault on a spectrum.

#### 4.3. DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS

Cuando en lugar de un pórtico tan simple como el descrito hasta ahora se trata de un edificio convencional, de varias plantas, es necesario repartir las cargas entre las distintas plantas.

En teoría, según se puede comprobar en cualquier texto básico, el reparto debería hacerse proporcional a los desplazamientos modales. En muchos casos, sin embargo, se procede a un simple reparto lineal con la altura. Esta simplificación no es contemplada por la norma Española. Incluso en el método designado como "simplificado" se recurre a las deformadas modales (Figura nº11) sin admitir las estimaciones que, sin embargo, contemplaba su predecesora la PDS 1 de 1974.

Según nuestra experiencia, para las estructuras habituales de edificación no se justifica plenamente la necesidad del análisis modal completo. Algunos estudios paramétricos realizados por los autores demostraron que, en los casos habituales en edificación, la diferencia entre los resultados últimos de la utilización de distintas bases (la lineal a trozos de la PDS, la de Ritz, la modal truncada y la modal complementada con un modo residual) era mínima.



**Foto a). Fallo por planta débil.**  
**Photo a). Soft storey-mechanism.**

Loma Prieta Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.  
© 1996-2001 the Regents of the University of California and the National Information Service for Earthquake Engineering.  
Send comments or questions to the Earthquake Engineering Library.



**Foto b). Terremoto de San Fernando, 1971.**  
**Photo b). San Fernando earthquake, 1971.**

Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.  
© 1996-2001 the Regents of the University of California and the National Information Service for Earthquake Engineering.  
Send comments or questions to the Earthquake Engineering Library.



**Foto c). Terremoto de Perú, 1968.**  
**Photo c). Peru earthquake, 1968.**

Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.  
© 1996-2001 the Regents of the University of California and the National Information Service for Earthquake Engineering.  
Send comments or questions to the Earthquake Engineering Library.





Foto d). Fallo de un pilar. Apréciese la falta de cercos.

Photo d). Column failure. Note lack of ties.

Steinbrugge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.  
© 1996-2001 the Regents of the University of California and the National Information Service for Earthquake Engineering.  
Send comments or questions to the Earthquake Engineering Library.

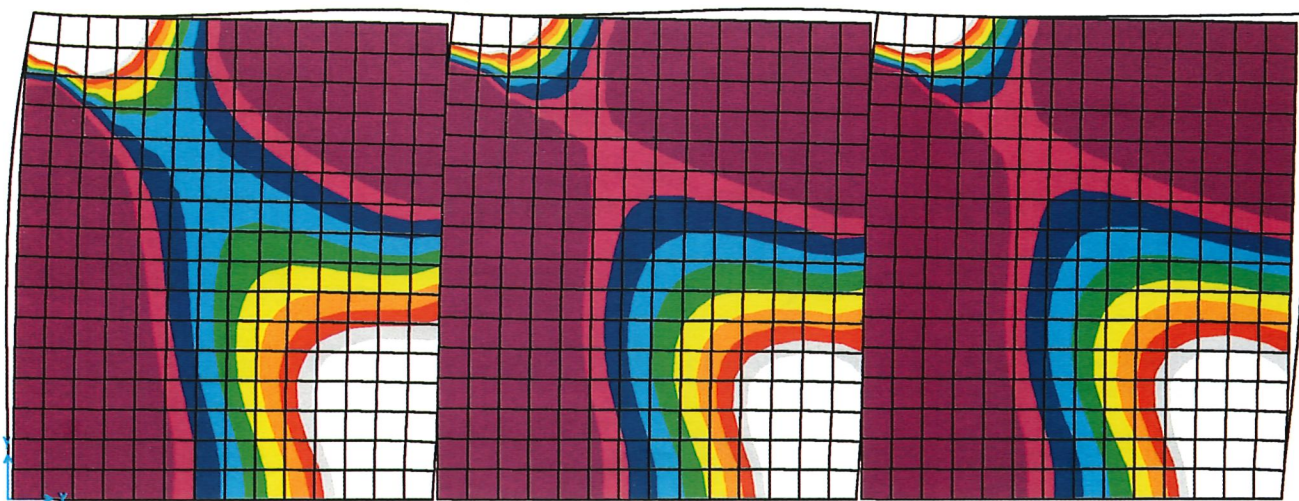


Fig. 16. Deformación de pórticos rellenos de mampostería.

Fig. 16. Infilled frames deformation.

In our experience, the need for a complete modal analysis is not fully justified in normal building structures. A number of parametric studies conducted by the authors showed that, under usual building conditions, the use of different bases (the PDS linear method, by sections; the Ritz method; the truncated modal method and the modal method supplemented by a residual mode) had only a negligible effect on the ultimate results.

#### 4.4. REDUCTION OF FORCES

The Spanish code resorts to the usual procedure of reducing stress on the structure by engineering for the elastic regime. elastic behaviour.

The model may be explained by means of the example shown in Figure 12: assume the structure in the figure. The force stressing is proportional to the mass and to the spectral ordinate (increased by design acceleration). Nonetheless, since that force is transmitted through the shaft, it can never be larger than the force that provokes plastification of its section. The shaft, then, might be dimensioned for a load smaller than the elastic load which, theoretically, could be as small as needed. The only limitation in this regard (aside, naturally, from the limitations imposed by other limit states) is defined by the capacity of the sections to form stable plastic hinges in response to cyclic stress.

The above example can be generalised to any other situation.

In the above portal frame, measuring 10 m at the base and 20 m high, the beams are reinforced for a capacity of 200 kN·m at the ends and the columns for 300 kN·m at the base. The calculation of the total seismic action on the structure, characterised by shear stress at the base, is immediate. Defining equilibrium in terms of the principle of virtual work yields:

1. Work from external forces:

Merely the product of the loads on each storey times the storey displacement.

The distribution of earthquake loads in keeping with the plastic mechanism is proportional to the height (all storeys are assumed to have the same mass). Therefore:

$$F_i = V \cdot \frac{i}{\sum_{j=1}^5 j}$$

With the displacements taking the form:

$$\delta_i = \delta \cdot \frac{i}{5}$$

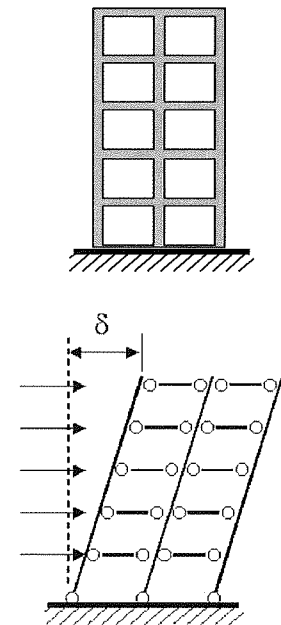
2. The internal work at each hinges will be the product of the plastic moment times the rotation (common in this mechanism to all of them and with a value of  $\delta/H$ ):

$$(20 \cdot 200 + 3 \cdot 300) \cdot \frac{\delta}{H}$$

3. When all the work is equated, finding for shear stress at the base is immediate:

$$V = \frac{(20 \cdot 200 + 3 \cdot 300) \cdot \frac{\delta}{H}}{\sum_{i=1}^5 \frac{i}{\sum_{j=1}^5 j} \cdot \delta \cdot \frac{i}{5}} = \frac{4900}{20 \cdot 0.733} = 334.1 \text{ kN}$$

That is to say, regardless of the intensity of the seismic action, the total horizontal loads on the building may not be in excess of 334 kN.



#### 4.4. REDUCCIÓN DE FUERZAS

La norma Española recurre al procedimiento habitual de reducir las solicitaciones sobre la estructura manteniendo el cálculo en régimen elástico.

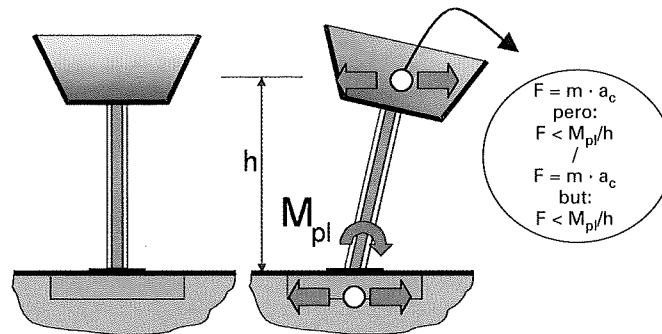


Fig. 12. Reducción de cargas.  
Fig. 12. Reduction of loads.

El esquema se podría explicar siguiendo el ejemplo de la Figura 12: Supóngase el depósito de la figura. La fuerza que lo solicita es proporcional a la masa y a la ordenada espectral (mayorada por la aceleración de cálculo). No obstante, como esa fuerza se transmite a través del fuste nunca puede ser mayor que la que plastifica su sección. Se podría pensar, por tanto, en dimensionar el fuste para una carga inferior a la elástica y, en teoría, tan pequeña como se deseara. La única limitación en este sentido viene dada (dejando aparte, naturalmente, las limitaciones impuestas por otros estados límites) por la capacidad de las secciones de formar rótulas plásticas estables ante una sollicitación cíclica.

El anterior ejemplo es generalizable a cualquier otra situación.

El pórtico adjunto, de 10 m de base y 20 m de altura, está armado de forma que la capacidad de las vigas en sus extremos es de 200 kN·m y la de los pilares en su base, 300 kN·m. El cálculo de la acción sísmica total sobre la estructura, caracterizada por el cortante en la base, es inmediato. Planteando el equilibrio mediante el principio de trabajos virtuales se tendrá:

1. Trabajo de las fuerzas exteriores:

Simple producto de las cargas en cada planta por el desplazamiento de la planta.

La distribución de cargas de sismo acorde con el mecanismo plástico es proporcional a la altura (se supone igual masa para todas las plantas). Por tanto:

$$F_i = V \cdot \frac{i}{\sum_{j=1}^5 j}$$

Siendo los desplazamientos de la forma:

$$\delta_i = \delta \cdot \frac{i}{5}$$

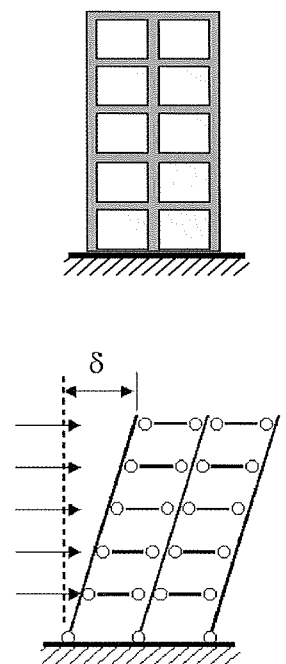
2. El trabajo interno, en las rótulas, será para cada una de ellas el producto del momento plástico por el giro (común en este mecanismo a todas ellas y de valor  $\delta/H$ ):

$$(20 \cdot 200 + 3 \cdot 300) \cdot \frac{\delta}{H}$$

3. Al igualar trabajos se despeja de forma inmediata el cortante en la base:

$$V = \frac{(20 \cdot 200 + 3 \cdot 300) \cdot \frac{\delta}{H}}{\sum_{i=1}^5 \frac{i}{5} \cdot \delta \cdot \frac{i}{5}} = \frac{4900}{20 \cdot 0.733} = 334.1 \text{ kN}$$

Esto es, con independencia de la intensidad de la acción sísmica, las cargas horizontales totales sobre el edificio no pueden superar los 334 kN.



The reduction of loads should vary with the zone of the spectrum. Hence, whereas for very rigid structures with a period tending towards zero it is not reasonable to consider any reduction whatsoever, at the other extreme, for very flexible structures the reduction would have to be proportional to the ratio between the section capacity and the stress to which, in an elastic regime, it would be subjected. For the intermediate range of periods the reduction should be based on an energy criterion.

The structure in the preceding example, a portal frame 20 m high, would have a period with a value, according to the equations in NCS94, of:

$$T = 0.09 \cdot n = 0.09 \cdot 5 = 0.45 \text{ s}$$

a period that is very close to the range of maximum spectrum amplification and which may have a high spectral ordinate value, of around 2.

If, moreover, it is assumed to be sited in an area with high seismic risk, in which a design acceleration of 20% of  $g$  would be applicable, and to have a total weight of 163 t (parallel portal frames at 5-m intervals and loads of 650 kg/m<sup>2</sup>), the maximum shear stress at the base would be:

$$V = mass_{eff} \cdot a_c \cdot S_d(T) = 0.82 \cdot 162.5 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot 0.2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot 2 = 521.71 \text{ kN}$$

Consequently, the load reduction factor for the structure would be:

$$q = \frac{521.7 \text{ kN}}{334.1 \text{ kN}} = 1.91$$

This is a very limited reduction applicable, according to the Spanish code, to structures with no ductility.

These differences are illustrated in Figure 13.

In the Spanish code reduction does not follow this reasoning strictly and it is only in the low period zone that the value of the reduction coefficient (termed ductility factor in the Spanish code and behaviour factor in the Eurocode) is interpolated.

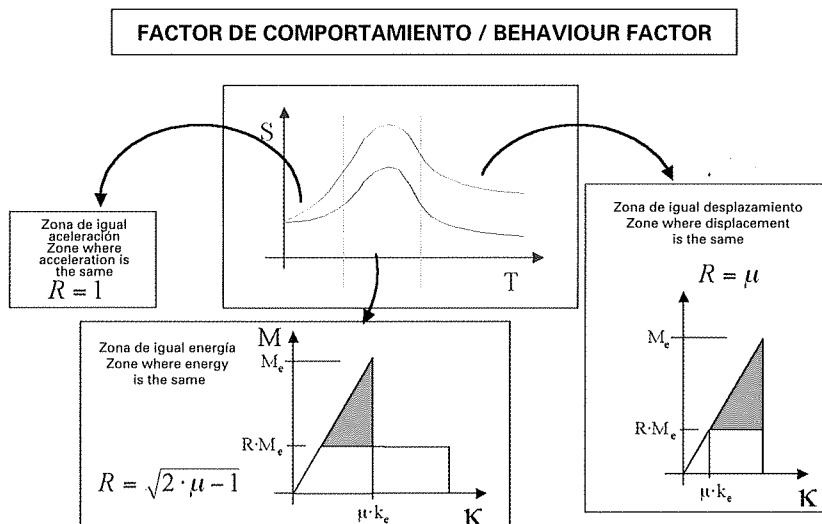


Fig. 13. Factor de reducción de cargas.  
Fig. 13. Load reduction factor.

Figure 14 shows the "design spectrum", the term used in the code for the reduced or elastoplastic spectrum (terms used in other regulations).

La reducción de cargas debería variar con la zona del espectro. Así, mientras que para estructuras muy rígidas, de período tendiendo a cero, no tiene sentido reducción alguna, en el extremo contrario, estructuras muy flexibles, la reducción habría de ser proporcional a relación entre la capacidad de la sección y la sollicitación que, en régimen elástico, actuaría sobre ella. Para el rango intermedio de períodos la reducción se debería basar en un criterio energético.

La estructura del ejemplo anterior, un pórtico de 20 m de altura, tendría, según las expresiones de la NCS94 un periodo de valor:

$$T = 0.09 \cdot n = 0.09 \cdot 5 = 0.45 \text{ s}$$

período que se aproxima al rango de máxima amplificación del espectro y al que podría corresponder una ordenada espectral de valor alto, en torno a 2.

Si además se le supone un emplazamiento de elevada sismicidad, al que correspondería una aceleración de cálculo del 20% de g, y un peso total de 163 t (pórticos paralelos separados 5 m y cargados con 650kg/m<sup>2</sup>), se tendría un cortante máximo en la base:

$$V = masa_{efec} \cdot a_c \cdot S_a(T) = 0.82 \cdot 162.5 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot 0.2 \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \cdot 2 = 521.71 \text{ kN}$$

En consecuencia, el factor de reducción de cargas en la estructura sería:

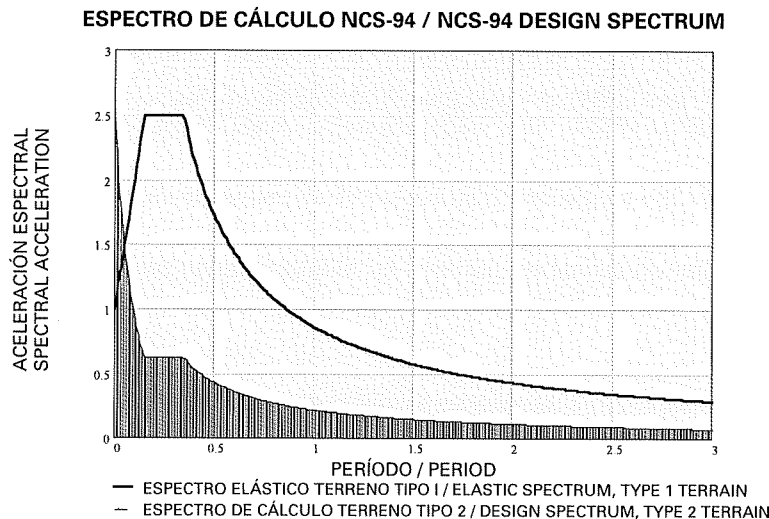
$$q = \frac{521.7 \text{ kN}}{334.1 \text{ kN}} = 1.91$$

Se trata de una reducción muy limitada, aplicable, según la norma española, a estructuras de baja ductilidad.

La Figura nº 13 ilustra estas diferencias.

En la norma Española la reducción no sigue estrictamente estos planteamientos y únicamente en la zona de bajos períodos se interpola el valor del coeficiente de reducción (designado en la norma como factor de ductilidad y en el Eurocódigo como factor de comportamiento).

La Figura 14 muestra el "espectro de cálculo", nombre con el que en la norma, se designa al espectro reducido o elastoplástico (nombres con los que se le designa en otras normativas).



**Fig. 14. Espectro elástico y de cálculo.**

**Fig. 14. Elastic and design spectra.**

Cabe señalar que se aprovecha el paso del espectro elástico al de cálculo para introducir alguna otra modificación. Por ejemplo, la meseta de amplificación máxima se prolonga en el espectro de cálculo hasta el eje (período 0 seg.). Se justifica esta medida en que la posible pérdida de rigidez del edificio durante el terremoto aumentaría su período. Como en la zona considerada ello implica una mayor sollicitación, la estructura debería calcularse para la ordenada espectral correspondiente al período final. Por seguridad (y porque no son muchas las estructuras que en edificación, presentan valores tan bajos del período) se ha preferido mantener la sollicitación máxima en esta zona.

It may be noted that in the change from the elastic to the design spectrum, the code introduces certain other modifications. For instance, in the design spectrum the maximum amplification plateau is elongated to the axis (period 0 sec.). This is justified by the fact that the building's possible loss of rigidity during the earthquake would increase its period. Since in the zone considered this entails greater stress, the structure should be designed for a spectral ordinate corresponding to the final period. On the grounds of safety considerations (and because there are not many buildings with such low period values), the code maintains maximum stress in this zone.

The above, naturally, implies a formal contradiction in the spectrum: for low periods the design value may exceed the elastic value.

#### **4.5. FORMULATION PROBLEMS**

Basic inconsistencies arise in the response spectrum method when consideration is given to the behaviour of the structure in the plastic range.

Indeed, although some of the assumptions in the method are debatable even when formulated for elastic structures, the real problem is, actually, that building behaviour is not at all elastic. This idea is discussed at greater depth below.

#### **BEHAVIOUR OF STRUCTURAL ELEMENTS**

While steel structures preserve elastic behaviour for a relatively wide range of stresses, reinforced concrete structures show non-linear behaviour even in response to moderate service stress.

Figure 15 shows the moment-curvature ratio (and its translation to effective inertia) of a typical reinforced concrete section subjected to bending. It will be observed that even for the lowest stress values, inertia is practically one fourth of the gross value.

Naturally, the overall behaviour of the bar differs from what might be deduced from the above: tension stiffening affords a substantial increase in global rigidity.

In any event, there can be no question that the rigidity of the structure may differ considerably from the rigidity resulting from conventional design procedures, i.e., using gross inertia values. Indeed, the latest revision of the Eurocode requires the use of reduced inertia values, which may never be over one half the gross value. This obviously entails a change on the order of 30% in the period at which the spectrum is entered to obtain the pseudo-acceleration.

#### **INFLUENCE OF NON-STRUCTURAL ELEMENTS**

Facades and partitions substantially modify a structure's rigidity. Some authors take this premise to an extreme, drawing a distinction between what they define as building behaviour and structural behaviour.

In a lecture delivered by Professor Vitzelu (1989) on a number of models for assessing partition rigidity, she reported rises (in the lower load range) of up to 4000%. This value, naturally, drops drastically as the load increases, but remains high nevertheless.

Figure 16 (see central pages) shows the shape and distribution of standard stress in masonry partitioned portal frames.

Mention might also be made of the rigidification induced by elements such as stair slabs, which are rarely considered in the model.

#### **FAILURE MODE**

The use of ductility load reduction assumes that the structural limit state is reached under ductile conditions.

This is an exacting demand, since it entails, firstly, ensuring that no brittle failure mechanism operates at stress levels lower than the levels that induce ductile failure (this translates, for a beam, for instance, as follows: that it ends undergo plastification under bending stress –ductile failure– before yielding to shear stress –brittle failure–). Moreover, even where the respective plastic hinge is formed, it must maintain much of the plastic moment after a certain number of cycles, a very demanding requirement.

#### **4.6. DESIGN IN TERMS OF CAPACITY**

As shown, the basic problem is to ensure that the structural limit state is reached under ductile conditions.

This premise is not at all exclusive to seismic engineering. Any steel structure designer knows that, before doing any figuring, he/she must specify a grade of steel able to ensure that the resistance of the material to brittle fracture under design conditions (with respect to thickness, type of joints, quality of workmanship, temperature, and so on)

Naturalmente, lo anterior conlleva un contrasentido formal en el espectro: Para períodos bajos el valor de cálculo puede superar el elástico.

#### 4.5. PROBLEMAS DE LA FORMULACIÓN

La incoherencia básica del método de los espectros de respuesta aparece al considerar el comportamiento de la estructura en el rango plástico.

En efecto, aunque algunos de los planteamientos del método son discutibles incluso cuando se formulan en estructuras elásticas, el verdadero problema es que, en la realidad, el comportamiento de los edificios no es elástico en absoluto. En lo que sigue se desarrolla esta idea.

#### COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Mientras que las estructuras metálicas mantienen el comportamiento elástico para un rango de solicitaciones relativamente amplio, las de hormigón armado se comportan de forma no-lineal incluso ante solicitaciones moderadas, de servicio.

La Figura 15 muestra la relación momento-curvatura (y su traducción a inercia efectiva) de una sección típica de hormigón armado sometida a flexión. Se observa cómo incluso para los valores más bajos de la solicitación la inercia es prácticamente la cuarta parte de la bruta.

Naturalmente, el comportamiento global de la barra se diferencia del que se podría deducir de lo anterior: el fenómeno de "tension stiffening" es el causante de un incremento importante de la rigidez global de la barra.

En cualquier caso, es indudable que la rigidez de la estructura puede ser muy distinta de la calculada en la forma convencional, esto es, utilizando las inercias brutas. De hecho, la última revisión del Eurocódigo obliga al uso de las inercias reducidas, nunca superiores a la mitad de la bruta. Evidentemente, esto implica un cambio del orden del 30% en el período con el que se entra en el espectro para obtener la Pseudo-aceleración.

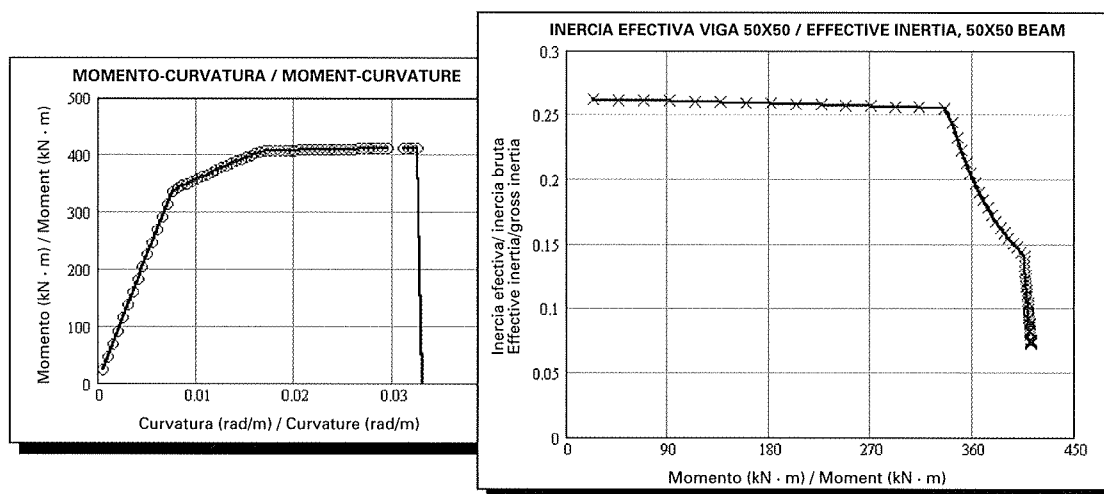


Fig. 15. Comportamiento de una sección de hormigón armado en flexión.  
Fig. 15. Behaviour of a reinforced concrete section under bending stress.

#### INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Las fachadas y particiones modifican sustancialmente la rigidez de la estructura. En el extremo, diversos autores llegan a hablar del comportamiento del edificio, diferenciándolo del de la estructura.

En una conferencia de la Profesora Viztelu (1989), en la que se recogían diversos modelos para la evaluación de la rigidez de las particiones, se señalaban incrementos (en el rango más bajo de cargas) de hasta el 4000%. Es claro que tal valor disminuye drásticamente al aumentar la carga, pero manteniendo siempre valores importantes.

En la Figura 16 (ver páginas centrales) se muestra la deformada y la distribución de tensiones típicas en pórticos rellenos de mampostería.

En otro sentido cabría hablar de la rigidización inducida por elementos que, como las losas de escalera, rara vez se consideran en el modelo.

is higher than its resistance to ductile fracture. That is to say, working stress is not computed in terms of brittle fracture, but rather measures are taken to ensure that resistance to this type of fracture is greater than the resistance to ductile fracture (elastic yield strength), which is the value used for verification purposes.

In this same vein, the "em-62", the earliest domestic code on steel structures, required checking coupling joints for the capacity of the elements joined, not for the forces transmitted. A later code, MV-103, expanded this criterion to any type of joint. The intent, naturally, is to ensure that bar plastification occurs before the joint between them breaks (necessarily a brittle fracture).

The above are classic examples of a design approach that dispenses with the traditional comparison between stress and capacity. Each member is verified not in terms of the stress induced by external loading but rather of the loads brought to bear by adjacent members. This means that, on occasion, it may be preferable to figure limit the strength of such adjacent members. This is the case, to return to steel structural joints, of dogboning, whose purpose is to limit the moment of the section (Figure 17).

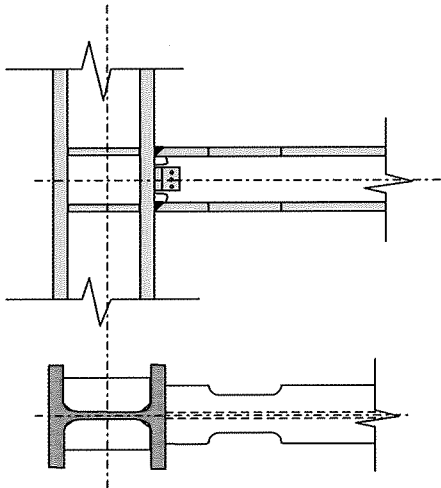


Fig. 17. Rebaje de alas.  
Fig. 17. Dogbone.

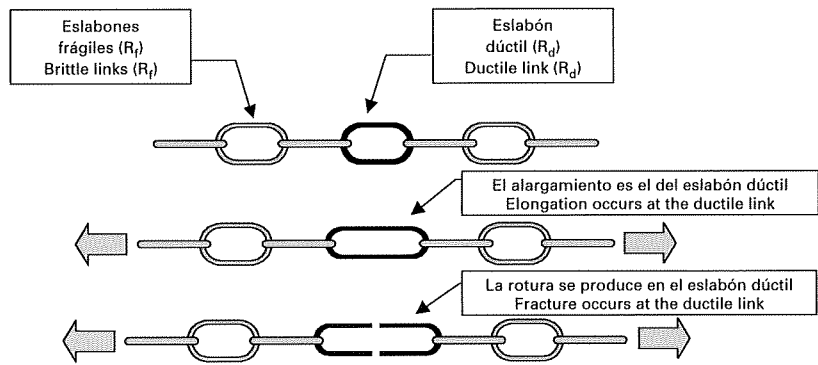
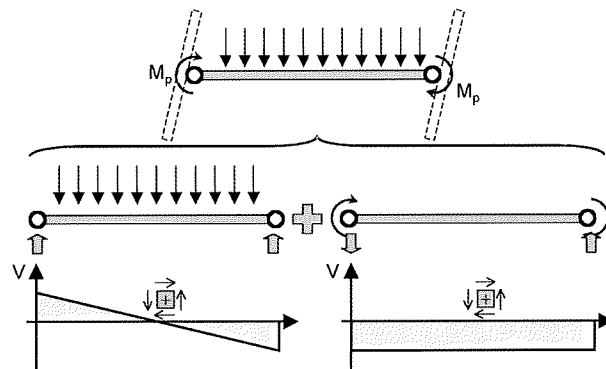


Fig. 18. Analogía de la cadena.  
Fig. 18. Chain analogy.

This method has been traditionally described by analogy to a chain (Figure 18). For a chain to be able to resist load  $F$ , it would need to have at least one ductile link, dimensioned, naturally, for a load of value " $F$ ", whereas all other links can be brittle provided only that their capacity is greater than the capacity of the ductile link.

Considering the practical example –a reinforced concrete portal frame– developed above, the beams should, according to this premise, be designed for a shear stress at the ends that would be the result of adding the stress caused by the moments at the ends to the shear stress resulting from the gravitational loads concomitant with the quake; hence:

$$V_{Rd} = \frac{q_d \cdot L}{2} + \gamma \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{L} = \frac{5m \cdot 6.5kN/m^2 \cdot 5m}{2} + 1.25 \cdot \frac{2 \cdot 200kN \cdot m}{5m} = 81.25kN + 100kN$$





## FORMA DE FALLO

Al introducir la reducción de cargas por ductilidad se está suponiendo que el agotamiento de la estructura se alcanza en forma dúctil.

Se trata ésta de una exigencia importante, ya que implica, en primer lugar, que ningún mecanismo frágil de fallo se produce para niveles de sollicitación inferiores a los que inducen el fallo dúctil (traducido al caso de una viga: que plastifica a flexión en los extremos –fallo dúctil– sin llegar a fallar por cortante –fallo frágil–). Por otra parte incluso en el caso de que efectivamente se forme la correspondiente rótula plástica, ésta ha de mantener gran parte del momento plástico después de cierto número de ciclos, lo que resulta complicado.

### 4.6. PROYECTO SEGÚN CAPACIDAD

Como ha quedado establecido, el problema básico es asegurar que el agotamiento de la estructura siempre se produce en forma dúctil.

El planteamiento no es, en absoluto, exclusivo del cálculo sísmico. Cualquier Proyectista de estructuras metálicas sabe bien que, antes de hacer ningún número, debe especificar un grado del acero capaz de asegurar una resistencia del material a la rotura frágil, en las condiciones de proyecto (relativas a espesor, tipo de uniones, calidad de ejecución, temperatura, etc,...) superior a la dúctil. Esto es, no se comparan las tensiones de trabajo con la de rotura frágil, sino que se asegura que la resistencia a este tipo de rotura es superior a la dúctil (tensión de límite elástico) y se comprueba frente a ésta.

En el mismo sentido, ya en la "em-62", primera de las normas nacionales de estructuras metálicas, se establece la necesidad de comprobar las uniones de empalme para la capacidad de los elementos unidos, no para los esfuerzos transmitidos. La posterior MV-103 amplía este criterio a cualquier tipo de unión. Naturalmente, se trata de asegurar que la plastificación de las barras se produce antes que la rotura de la unión entre ellas (forzósamente frágil).

Los anteriores son ejemplos clásicos de una forma de cálculo que prescinde de la comparación clásica entre sollicitaciones y capacidades. Cada elemento se comprueba no frente a las sollicitaciones inducidas por las cargas exteriores sino frente a las que los elementos aledaños son capaces de introducir. Ello significa que, en ocasiones, se hace preferible acotar la resistencia de los citados elementos aledaños. Es el caso, volviendo al campo de las uniones en estructuras metálicas, del rebaje de las alas ("dogbone", según la terminología habitual), que tiene por objeto acotar el momento de la sección (Figura 17).

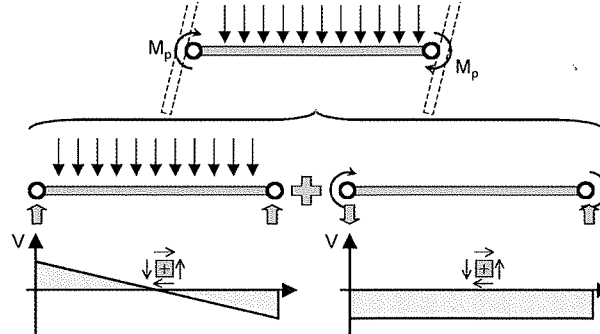
Tradicionalmente el método se ha explicado con ayuda de la analogía de la cadena (Figura 18). Si se desea construir una cadena capaz de resistir una carga F será necesaria dotarla de, al menos, un eslabón dúctil, que naturalmente se dimensionará para el valor "F" de la carga a transmitir, mientras que el resto de los eslabones pueden ser frágiles con la única condición de que su capacidad sea superior a la del dúctil.

El ejemplo sirve también para justificar algunos términos asociados al proyecto según capacidad. Es el caso de la "sobrerresistencia": El eslabón débil de la cadena debe dimensionarse asumiendo valores minorados de capacidad, esto es, suponiendo un valor del límite elástico tal que, con una probabilidad razonable, sea inferior al real. Para el cálculo de los restantes eslabones, frágiles, se hace necesario comparar su resistencia minorada, es decir, asumiendo valores mínimos de sus características mecánicas, con la mayorada del eslabón dúctil.

En el caso del terremoto la analogía de la cadena es aún más útil. En efecto, como la sollicitación es, en este caso, un desplazamiento, lo que se precisa es asegurar la capacidad del eslabón dúctil de alargarse lo suficiente. No existe condición de agotamiento en cargas, las cuales son simplemente las de cedencia.

Si pensamos en el ejemplo práctico desarrollado más atrás, el pórtico de hormigón armado, las vigas deberían, según este planteamiento, calcularse para un cortante en los extremos que sería el resultado de sumar al resultante de las cargas gravitatorias concomitantes con las de sismo, el producido por los momentos en los extremos:

$$V_{Rd} = \frac{q_d \cdot L}{2} + \gamma \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{L} = \frac{5m \cdot 6.5kN/m^2 \cdot 5m}{2} + 1.25 \cdot \frac{2 \cdot 200kN \cdot m}{5m} = 81.25kN + 100kN$$



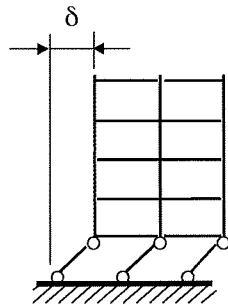
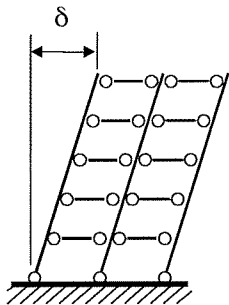
The example serves as well to justify certain terms associated with designing in terms of capacity. Such is the case of "overengineering": the weak link in the chain must be dimensioned assuming lower capacity values, i.e., assuming a value for the elastic yield strength which, in all reasonable likelihood, is lower than the actual value. The design of the remaining links in the chain, the brittle links, necessarily entails comparing their lower strength values, i.e., assuming minimum values for their mechanical characteristics, to the enhanced values of the ductile link characteristics.

The chain analogy is even more useful in the case of earthquakes. Indeed, since stress in this case is due to displacement, what has to be ensured is that the ductile link is capable of withstanding sufficient elongation. There is no load limit state condition, since loading is due simply to creep.

#### 4.7. PUSH-OVER ANALYSIS

Nothing in the above differs, obviously, from the traditional procedures used under what is generically known as "plastic design". What is ultimately involved is to analyse the possibility of the formation of an admissible mechanism (and it is here that the application of the capacity design method would enable us to verify that such mechanism develops without any prior brittle fracture) and verify its displacement capacity.

This latter question is of particular importance.



To return to the portal frame example, both of the building failure mechanisms reflected in the adjacent figure are obviously admissible, but it is likewise evident that, to achieve the same displacement from the building's centre of gravity, the second calls for much greater rotation on the hinges ( $\frac{\delta}{5 \cdot h}$  compared to  $\frac{\delta}{h}$ , i.e., five times greater). Moreover, the re-designing involved is set out below:

1. Work from external forces:

The distribution of the seismic loads in keeping with the plastic mechanism is, in this case, constant. Therefore:

$$F_i = \frac{V}{5}$$

And the displacements would be as follows:

$$\delta_i = \delta$$

2. The internal work at each hinges will be the product of the plastic moment times the rotation (common in this mechanism to all of them and with a value of  $d/H/5$ ):

$$6 \cdot 300 \cdot \frac{\delta}{H/5}$$

3. When all the work is equated, finding for the shear stress at the base is immediate:

$$V = \frac{6 \cdot 300 \cdot \frac{\delta}{H/5}}{\delta} = \frac{1800}{4} = 450 \text{ kN}$$

It will be noted that not only the demands on the hinges (that have to maintain the plastic moment for rotations five times greater), but the shear stress on the base has also increased.

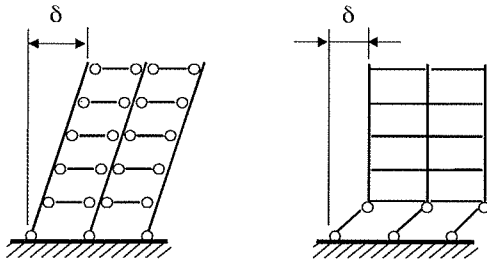
With the extended use, in recent years, of structural design programs able to accommodate non-linear regimes, engineering departments were able to adopt procedures which incorporated many of the above ideas, albeit not necessarily in full.

One of such procedures is the so-called push-over method.

#### 4.7. ANÁLISIS PUSH-OVER

Evidentemente, los planteamientos expuestos no se diferencian de los tradicionalmente aplicados bajo la denominación genérica de "cálculo plástico". En el fondo se trata de analizar la posibilidad de formación de un mecanismo admisible (y es aquí donde la aplicación del método de proyecto en capacidad nos permitiría comprobar que tal mecanismo se desarrolla sin ningún tipo previo de rotura frágil) y comprobar la capacidad de desplazamiento de tal mecanismo.

Este último aspecto resulta especialmente importante.



Volviendo al pórtico del principio, es obvio que los dos mecanismos de fallo de un edificio reflejados en la Figura adjunta son admisibles, pero también lo es que el segundo requiere, para conseguir el mismo desplazamiento del centro de gravedad del edificio, un giro muy superior de las rótulas ( $\frac{\delta}{5 \cdot h}$  frente a  $\frac{\delta}{h}$ , esto es, cinco veces superior).

Además, repitiendo los cálculos:

1. Trabajo de las fuerzas exteriores:

La distribución de cargas de sismo acorde con el mecanismo plástico es, en este caso, constante. Por tanto:

$$F_i = \frac{V}{5}$$

Siendo los desplazamientos de la forma:

$$\delta_i = \delta$$

2. El trabajo interno, en las rótulas, será para cada una de ellas el producto del momento plástico por el giro (común en este mecanismo a todas ellas y de valor  $\delta/H/5$ ):

$$6 \cdot 300 \cdot \frac{\delta}{H/5}$$

3. Al igualar trabajos se despeja de forma inmediata el cortante en la base:

$$V = \frac{6 \cdot 300 \cdot \frac{\delta}{H/5}}{\delta} = \frac{1800}{4} = 450 \text{ kN}$$

Obsérvese como no solamente las exigencias sobre las rótulas han aumentado (se les exige mantener el momento plástico para giros cinco veces superiores), sino que además el cortante en la base también ha aumentado.

Al extenderse, en los últimos años, el uso de programas de cálculo estructural capaces de trabajar en régimen no-lineal, fue posible acercar a las oficinas de cálculo procedimientos que, si bien de forma aún no completa, incorporan ya muchas de las ideas expuestas.

Uno de tales procedimientos es el denominado "Push-over".

Básicamente se trata de un cálculo estático incremental no-lineal. Se formula un modelo no lineal de la estructura que incorpora las rigideces añadidas por los elementos no estructurales. A dicho modelo se le aplican las cargas gravitatorias concomitantes con las de sismo (cuyos efectos sobre la estructura se calculan, normalmente, en régimen lineal). En este punto se aplica la acción sísmica en forma de una distribución, de cargas horizontales o de desplazamientos también horizontales, de amplitud creciente.

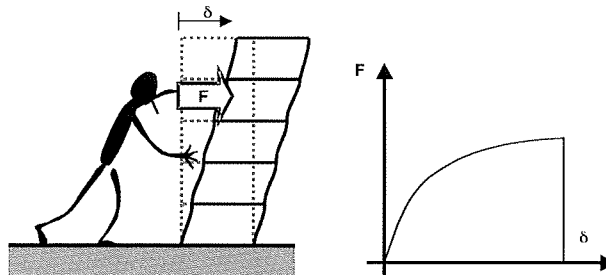


Fig. 19. Curva Push-over.

Fig. 19. Push-over curve.

This method is, essentially a non-linear static incremental procedure. A procedure involves the formulation of a non-linear model of the structure is formulated that incorporates the added rigidity afforded by non-structural elements. The gravitational loads concomitant with the seismic loads (whose effects on the structure are generally computed linearly) are applied to the model. Here seismic action is applied in the form of a distribution of horizontal loads or horizontal displacements of increasing amplitude.

The analysis runs until the displacement corresponding to the seismic action is reached, which entails modifying the traditional equation. Code ATC.40 advocates what may be one of the most fully developed procedures in this regard.

## 5. CONCLUSIONS

The preceding discussion addresses some of the aspects of the procedures presently used in seismic design that are being more insistently called into question. The ultimate idea is quite simple: given that the aim of structural engineering is to evaluate structural strength, to what extent is traditional engineering related to such strength?

That question could obviously be made extensive to any type of structural engineering. The fact that specialists in seismic design are the first ones to pose it is merely a result of the specific nature of such engineering in terms of accident-related stress.

## 6. REFERENCES

1. **Alarcón, E.** "INGENIERÍA SÍSMICA". Discurso leído en la entrega de diplomas de la promoción 134. Sección de Publicaciones de la E.T.S.I.I. Madrid 1991.
2. **Álvarez, R; Benito, J.J.** "ON THE USE OF RESIDUAL SHAPES IN MODAL ANALYSIS". Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering.A.A. Balkema. Rotterdam. 1992.
3. **Alvarez, R; Molina, J; Cerrolaza, M.** "PRACTICAL SEISMIC ANALYSIS USING RITZ BASIS". Software for Engineering Workstations. Volume 4. October 1988.
4. **Álvarez, R.** "PROYECTO SÍSMICO DE EDIFICIOS" Memorias del XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción (CEMCO 98). Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid 1998.
5. **Álvarez, R.** "NORMATIVA. ANÁLISIS PUSH-OVER" Memorias del XI Curso de Verano de la UNED. Universidad Nacional de Educación a Distancia. Madrid 2000.
6. **Álvarez, R.** "NORMA ESPAÑOLA NCSE" Memorias del XV Curso de Estudios Mayores de la Construcción (CEMCO 2001). Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid 2001.
7. **Applied Technology Council.** "SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS" ATC.40. California 1996.
8. **Barbat, A. H; Canet, J. M.** "ESTRUCTURAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS" CIMNE. Segunda edición 1994.
9. **Blázquez, R.** (coordinador) "25 AÑOS DE NORMATIVA SISMORRESISTENTE EN ESPAÑA (1969-1994)" MONOGRAFÍA Nº1 DE LA AEIS. Octubre 1995.
10. **Bozzo, L. M; Barbat, A. H.** "DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO" Monografía CIMNE IS-15 1995.
11. **Bruneau, M; Chia-Ming, U. Whittaker, A.** "DUCTILE DESIGN OF STEEL STRUCTURES". McGraw-Hill 1998.
12. **Federal Emergency Management Agency.** "NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS" FEMA273/ October 1997.
13. **Hacar, M. A; Alarcón, E.** "ELEMENTOS DE DINÁMICA APLICADA A LAS ESTRUCTURAS" Edix, S.A. 1971.
14. **Martí, P.** "ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE ESPECTROS DE DISEÑO" Servicio de Publicaciones de la U.P.V.
15. **Mazzolani, F. M; Piluso, V.** "THEORY AND DESIGN OF SEISMIC RESISTANT STEEL FRAMES". E&FN SPON 1996.
16. **Paulay, T; Priestley, M. J. N.** "SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS". Wiley 1992.
17. **Priestley, M. J. N.** "MYTHS AND FALLACIES IN EARTHQUAKE ENGINEERING – CONFLICTS BETWEEN DESIGN AND REALITY". Concrete International. February 1997.
18. **Vintzékou, E.** "SEISMIC BEHAVIOUR AND DESIGN OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES" Conferencia impartida en el Colegio de Ingenieros de C.C.P. Enero 1990.

El análisis se detiene una vez alcanzado el desplazamiento correspondiente a la acción sísmica, lo cual obliga a modificar su expresión tradicional. Uno de los procedimientos más desarrollados es, probablemente, el promulgado por la norma ATC.40.

## 5. CONCLUSIONES

En los apartados precedentes se han intentado exponer algunos aspectos de los procedimientos actuales de cálculo sísmico que se cuestionan cada vez con mayor énfasis. La idea última en todo ello es simple: Aceptando que el objetivo de cualquier cálculo estructural es la evaluación de la resistencia de la estructura, ¿hasta qué punto el cálculo tradicional está relacionado con tal resistencia?

Evidentemente, la pregunta podría hacerse extensiva a cualquier tipo de cálculo estructural. El hecho de que sean precisamente los especialistas en cálculo sísmico quienes primero la planteen es simple consecuencia del carácter específico del cálculo ante solicitaciones accidentales.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

1. **Alarcón, E.** "INGENIERÍA SÍSMICA". Discurso leído en la entrega de diplomas de la promoción 134. Sección de Publicaciones de la E.T.S.I.I. Madrid 1991.
2. **Álvarez, R; Benito, J.J.** "ON THE USE OF RESIDUAL SHAPES IN MODAL ANALYSIS". Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. A.A. Balkema. Rotterdam. 1992.
3. **Alvarez, R; Molina, J; Cerrolaza, M.** "PRACTICAL SEISMIC ANALYSIS USING RITZ BASIS". Software for Engineering Workstations. Volume 4. October 1988.
4. **Álvarez, R.** "PROYECTO SÍSMICO DE EDIFICIOS" Memorias del XIV Curso de Estudios Mayores de la Construcción (CEMCO 98). Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid 1998.
5. **Álvarez, R.** "NORMATIVA. ANÁLISIS PUSH-OVER" Memorias del XI Curso de Verano de la UNED. Universidad Nacional de Educación a Distancia. Madrid 2000.
6. **Álvarez, R.** "NORMA ESPAÑOLA NCSE" Memorias del XV Curso de Estudios Mayores de la Construcción (CEMCO 2001). Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid 2001.
7. **Applied Technology Council.** "SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS" ATC.40. California 1996.
8. **Barbat, A. H; Canet, J. M.** "ESTRUCTURAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS" CIMNE. Segunda edición 1994.
9. **Blázquez, R.** (coordinador) "25 AÑOS DE NORMATIVA SISMORRESISTENTE EN ESPAÑA (1969-1994)" MONOGRAFÍA Nº1 DE LA AEIS. Octubre 1995.
10. **Bozzo, L. M; Barbat, A. H.** "DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO" Monografía CIMNE IS-15 1995.
11. **Bruneau, M; Chia-Ming, U. Whittaker, A.** "DUCTILE DESIGN OF STEEL STRUCTURES". McGraw-Hill 1998.
12. **Federal Emergency Management Agency.** "NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS" FEMA273/ October 1997.
13. **Hacar, M. A; Alarcón, E.** "ELEMENTOS DE DINÁMICA APLICADA A LAS ESTRUCTURAS" Edix, S.A. 1971.
14. **Martí, P.** "ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE ESPECTROS DE DISEÑO" Servicio de Publicaciones de la U.P.V.
15. **Mazzolani, F. M; Piluso, V.** "THEORY AND DESIGN OF SEISMIC RESISTANT STEEL FRAMES". E&FN SPON 1996.
16. **Paulay, T; Priestley, M. J. N.** "SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS". Wiley 1992.
17. **Priestley, M. J. N.** "MYTHS AND FALLACIES IN EARTHQUAKE ENGINEERING - CONFLICTS BETWEEN DESIGN AND REALITY". Concrete International. February 1997.
18. **Vintzékou, E.** "SEISMIC BEHAVIOUR AND DESIGN OF MASONRY INFILLED R.C. FRAMES" Conferencia impartida en el Colegio de Ingenieros de C.C.P. Enero 1990.

# Relación de Personal Titulado de INTEMAC

## Arquitectos

Fernández Sáez, Ana María  
Fraile Mora, Serafín  
Gil Vargas, Eduvigis  
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio  
Luzón Cánovas, José M<sup>a</sup>  
Sánchez Arroyo, Jesús M<sup>a</sup>

## Ingenieros de Caminos

Anlló Rodríguez, María  
Baena Alonso, Eva  
Barrios Corpa, Roberto  
Beteta Cejudo, M<sup>a</sup> Carmen  
\*Calavera Ruiz, José  
Carpintero García, Ismael  
Castillo Fernández, Luis Javier  
Cortés Bretón, Juan María  
Corral Folgado, Claudio  
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa  
Díaz Heredia, Elena  
Díaz Lozano, Justo  
\*Fernández Gómez, Jaime Antonio  
Fuente González, Jesús Miguel de la  
Garay Sánchez, Raúl  
Garrido Baró, Juan Carlos  
Gil García, Alfonso  
González González, Juan José  
\*González Valle, Enrique  
\*Hostalet Alba, Francisco  
\*Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M<sup>a</sup>  
Jiménez Ortiz, Gonzalo  
Ley Urzaiz, Jorge  
Molero Rodríguez, Teresa  
Mulero Krambs, Daniel  
Munugarren Martínez, Miguel Angel  
Recio Cañadas, Alba  
Reina Barranco, Francisco  
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén  
Rodríguez Romero, Jesús M<sup>a</sup>  
Roquer i Sala, Ramón  
Ruiz Carmona, Jacinto  
Sanz Pérez, Lorenzo  
Sirvent Sirvent, Enrique  
Tapia Menéndez, José  
Torre Cobo, María Carmen

## Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

## Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo  
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

## Ingenieros Industriales

\*Alvarez Cabal, Ramón Amado  
Arroyo Arroyo, José Ramón  
Bayonne Sopo, Enrique  
Estrada Gómez, Rafael  
\*Santos Olalla, Francisco  
Torruella Martínez, Josep M<sup>a</sup>  
\*Valenciano Carles, Federico

## Ingenieros Técnicos Topógrafos

Arbesuk Prado, Mónica  
Barragán Bermejo, M<sup>a</sup> Vicenta  
Campos Delgado, Juan Carlos  
Carreras Ruiz, Francisco  
Molero Vicente, M<sup>a</sup> Isabel  
Salado Rodilla, Rafael  
Vicente Conde, M<sup>a</sup> Isabel

## Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

## Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente  
Sampedro Portas, Arturo

## Técnico en Administración de Empresas

González del Olmo, M<sup>a</sup> de la Peña de F.

## Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

## Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

## Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

## Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

## Dra. en Ciencias Físicas

Tejedor Miralles, Beatriz

## Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

## Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

## Licenciados en Ciencias Geológicas

Abajo Clemente, Angel  
Blanco Zorroza, Alberto  
Figueras Ferrer, Juan  
Orejas Contreras, M<sup>a</sup> Carmen  
Usillos Espín, Pablo

## Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María  
López Sánchez, Pedro  
Morgado Sánchez, José Carlos

## Licenciado en Derecho

\*Jarillo Cerrato, Pedro

## Arquitectos Técnicos

Andrés Alarcón, Manuel  
Baena Alonso, Carmen  
Carrato Moñino, Rosa M<sup>a</sup>  
Estévez Márquez, Lourdes  
Fernández Jiménez, Amelia  
Martínez Pérez, Inmaculada  
Miranda Valdés, Javier  
Montejano Jiménez, María del Carmen  
Muñoz Mesto, Angel  
Sánchez Domínguez, Oscar

## Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio  
González Carmona, Manuel  
Madueño Moraño, Antonio  
Martínez Trigo, Francisco  
Muñoz Fuentes, Miguel Angel

## Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Andrés Alarcón, Manuel  
Carrero Crespo, Rafael  
Galán de Cáceres, M<sup>a</sup> del Puerto  
García Menéndez, David  
García Moreno, M<sup>a</sup> José  
González Isabel, Germán  
González Nuño, Luis  
Mata Soriano, Juan Carlos  
Molina Collell, Blas  
Montiel Sánchez, Ernesto  
Muelas Moro, Elena  
Muñoz Mesto, Angel  
Prieto Antón, Eva Sonia  
Romero Taboada, José Vicente  
Rosa Moreno, José Andrés  
Rozas Hernando, José Juan  
Sánchez Vicente, Andrés  
Sillero Olmedo, Rafael  
Soto López, Elena del  
Vicente Girón, Susana

\*NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con\*, a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación personal.

## CUADERNOS INTEMAC

CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2000: 3300 pta.

### ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

**Cuaderno Nº 39**  
 "Influencia del tipo de acero en la capacidad de redistribución en losas de hormigón armado".  
 Autores: **H. ORTEGA VALENCIA.**  
 Dr. Ing. de Caminos.  
**J. CALAVERA RUIZ.**  
 Dr. Ing. de Caminos

**Cuaderno Nº 40**  
 "Tendencias actuales en el cálculo sísmico".  
 Autores: **R. ÁLVAREZ CABAL.**  
 Dr. Ing. Industrial.  
**J. R. ARROYO ARROYO.**  
 Ing. Industrial.  
**F. SANTOS OLALLA.**  
 Ing. Industrial.  
**J. M.ª. RODRÍGUEZ ROMERO.**  
 Ing. de Caminos.  
**E. BAENA ALONSO.**  
 Ing. de Caminos.



### CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

**Cuaderno Nº 41**  
 "Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado".  
 Autores: **M. BURÓN MAESTRO.**  
 Dr. Ing. de Caminos.  
**J. FERNÁNDEZ GÓMEZ.**  
 Dr. Ing. de Caminos.  
**P. LÓPEZ SÁNCHEZ.**  
 Licenciado en Químicas.

## MONOGRAFÍAS INTEMAC

A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

**MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 3**  
 "Aspectos visuales del hormigón".  
 Autores: *Prof. J. Calavera Ruiz, Prof. J. Fernández Gómez, G. González Isabel, P. López Sánchez, Prof. J. M. Pérez Lutzardo*  
 Precio de la Monografía 5.000 Ptas.

**MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 4**  
 "Prefabricación de edificios y naves industriales".  
 Autores: *Prof. J. Calavera, Prof. J. Fernández Gómez.*  
 Precio de la Monografía 5.000 Ptas.



## VIDEOS TECNICOS

INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la formación, ha iniciado la edición de una serie de VÍDEOS TÉCNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

### SERIE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TÍTULO	CONTENIDO	DURACIÓN	PRECIO
Nº 2001 (1-1)	MUESTREO DE HORMIGÓN FRESCO. FABRICACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN	Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión. Esta nueva versión del Vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.	30 minutos	15.000 Ptas. 90.15 euros

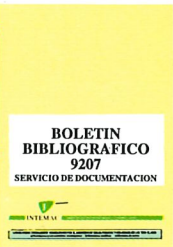


## BOLETIN BIBLIOGRAFICO

INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

El BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

- Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.
- Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.
- Secciones de Bibliografía y Cursos.
- Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.
- **Tarifa de suscripción anual (6 números) . . . . . 18.000 ptas.**



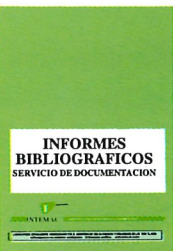
## CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente . . . . .	2000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia . . . . .	60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento . . . . .	25 ptas

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 15.000 ptas. más la tarifa de la consulta.

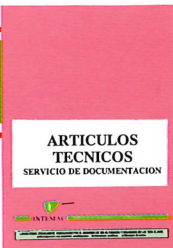


## ARTICULOS TECNICOS

INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas. A continuación incluimos la lista de los últimos. Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 66 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN  
 Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Álvarez Caval.
- 67 EL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- 68 LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniere.
- 69 INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniere; Jaime Fernández Gómez.
- 70 HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO.  
 Adolfo Delibes Liniere; Jaime Fernández Gómez; Miguel Angel Acón Robleña.
- 71 LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSIÓN DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.  
 Enrique González Valle; José Mª Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.  
 Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- 73 CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- 74 LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS.  
 José Calavera Ruiz.

P.V.P. 400 ptas/ ejemplar.





**NUEVO**  
2001

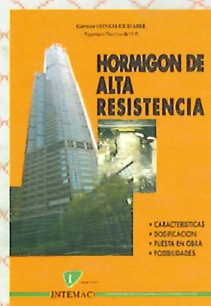
De acuerdo con la nueva instrucción EHE

## MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 374 páginas
- 244 Figuras
- 23 Fotografías
- 88 Referencias Bibliográficas
- Encuadernación en guaflex

**Precio: 11.000 Pta.**



## HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

G. GONZÁLEZ-ISABEL  
(Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas
- Encuadernación en guaflex

**Precio: 6.500 Pta.**

## CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**Agotada la 4ª Edición**

**5ª Edición: Noviembre 2001**

**AGOTADO**

## MANUAL DE FERRALLA

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

E. GONZÁLEZ VALLE

(Dr. Ingeniero de Caminos)

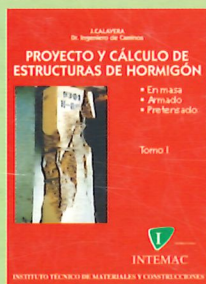
J. FERNÁNDEZ GÓMEZ

(Dr. Ingeniero de Caminos)

F. VALENCIANO (Ingeniero Industrial)

**Nueva edición: Marzo 2002**

**AGOTADO**



## PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

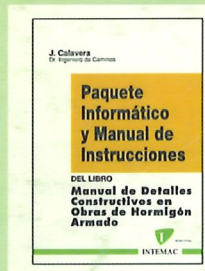
J. CALAVERA  
(Dr. Ingeniero de Caminos)

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

- 2 Tomos con 2014 páginas
- 1296 Figuras
- 96 Fotografías
- 47 Ejemplos resueltos
- 139 Gráficos y Tablas de Cálculo
- 634 Referencias Bibliográficas

- EN MASA
- ARMADO
- PRETENSADO

**Precio de la obra completa: 24.000 Pta.**



## MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de comentarios y recomendaciones • Encuadernación en guaflex

**Precio: - Libro: 17.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta.**  
(Manual de Instrucciones y Disquetes)

El libro y el programa se venden por separado



**NUEVO**  
2000

De acuerdo con la nueva instrucción EHE

## CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Un volumen con 519 páginas
- 271 Figuras
- 24 Ejemplos resueltos
- 39 Gráficos y Tablas de Cálculo
- 30 Tablas para el cálculo directo de Zapatas corridas según EHE, EUROCÓDIGO EC-2 Y ACI 318-99
- 30 Tablas para el cálculo directo de Zapatas aisladas según EHE, EUROCÓDIGO EC-2 Y ACI 318-99
- 90 Referencias Bibliográficas
- Encuadernación en guaflex

**Precio: 11.000 Pta.**



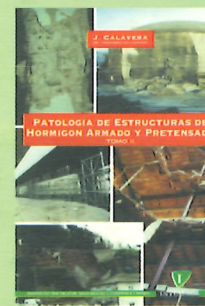
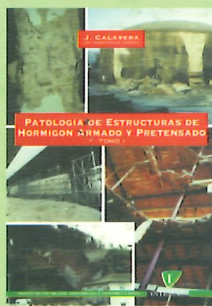
## TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición**

- 396 páginas
- Encuadernación en guaflex

**Precio: 8.000 Pta.**

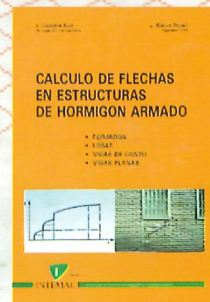


## PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo
- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas
- Encuadernación en guaflex

**Precio de la obra completa: 17.000 Pta.**



## CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

- 336 páginas
- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas
- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera
- Encuadernación en guaflex

**Precio: 7.400 Pta.**  
(Libro más paquete Informático)