

CUADERNOS INTEMAC

Las Cuatro Torres en Madrid.
Estudio sobre el comportamiento frente al viento en estado límite de servicio

Four Tall Buildings in Madrid
Study of the wind-induced response in serviceability limit state

Peter Paul Hoogendoorn
Ingeniero Civil. Departamento de Controles
Especiales de INTEMAC
MSc Civil Engineer. Department of Quality Control
of Special Structures INTEMAC

Prof. Ramón Álvarez Cabal
Dr. Ingeniero Industrial. Jefe del Departamento
de Controles Especiales de INTEMAC
PhD Mechanical Engineer. Head of the Department of
Quality Control of Special Structures INTEMAC



METIRE UT SCIAS

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

Nº 72

4.º TRIMESTRE '08



INTEMAC

INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

(O.C.T.) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS
EDIFICACIÓN
INSTALACIONES



INTEMAC
A U D I T

AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- **ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA**
- **SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN**
- **VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES**
- **AUDITORÍAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA**



INTEMAC
E C O

AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas
Edificación
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire
Agua
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

LAS CUATRO TORRES EN MADRID

**ESTUDIO SOBRE EL COMPORTAMIENTO FRENTE AL VIENTO EN ESTADO LÍMITE
DE SERVICIO**

FOUR TALL BUILDINGS IN MADRID

STUDY OF THE WIND-INDUCED RESPONSE IN SERVICEABILITY LIMIT STATE



Peter Paul Hoogendoorn

Ingeniero Civil
Departamento de Controles Especiales de INTEMAC

MSc Civil Engineer
Department of Quality Control of Special
Structures INTEMAC



Prof. Ramón Álvarez Cabal

Dr. Ingeniero Industrial
Jefe del Departamento de Controles Especiales de INTEMAC

PhD Mechanical Engineer
Head of the Department of
Quality Control of Special Structures INTEMAC

Copyright @ 2008, 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-49879-2004

Invoprint, s.l.

SUMMARY

- 1. INTRODUCTION**
 - 1.1 HISTORICAL CONTEXT
 - 1.2 STRUCTURAL CONTEXT
- 2. OBJECTIVE**
- 3. GENERAL CONSIDERATIONS**
 - 3.1 CALCULATION AND MECHANICAL REPRESENTATION
 - 3.2 WIND ACTION
 - 3.3 CRITERIA AND BUILDING CODES
 - 3.3.1 LATERAL DISPLACEMENT
 - 3.3.2 HUMAN COMFORT
- 4. BUILDING DESCRIPTION**
 - 4.1 TORRE ESPACIO
 - 4.2 TORRE DE CRISTAL
 - 4.3 TORRE SACYR VALLEHERMOSO
 - 4.4 TORRE CAJA MADRID
- 5. RESULTS**
 - 5.1 LATERAL DISPLACEMENTS
 - 5.2 LATERAL ACCELERATIONS
- 6. ACKNOWLEDGEMENTS**
- 7. REFERENCES**

RESUMEN

- 1. INTRODUCCIÓN**
 - 1.1 CONTEXTO HISTÓRICO
 - 1.2 CONTEXTO ESTRUCTURAL
- 2. OBJETIVO DEL ESTUDIO**
- 3. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**
 - 3.1 CÁLCULO Y MODELIZACIÓN
 - 3.2 CARGA DEL VIENTO
 - 3.3 CRITERIOS Y MARCO NORMATIVO
 - 3.3.1 DESPLAZAMIENTO LATERAL
 - 3.3.2 CONFORT DE LOS USUARIOS
- 4. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS**
 - 4.1 TORRE ESPACIO
 - 4.2 TORRE DE CRISTAL
 - 4.3 TORRE SACYR VALLEHERMOSO
 - 4.4 TORRE CAJA MADRID
- 5. RESULTADOS**
 - 5.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES
 - 5.2 ACELERACIONES LATERALES
- 6. AGRADECIMIENTOS**
- 7. BIBLIOGRAFÍA**

SUMMARY

Limiting wind-induced building motion is one of the governing criteria in tall building design. Building motion should be limited, on one hand, to prevent damage in partitions, façade elements and interior finishes. On the other hand, human motion perception can induce concern regarding the structural integrity and cause nausea to the occupants.

Recently, four tall buildings have been erected at the former sports complex of the local football club Real Madrid in Madrid, Spain. As far as their lateral load design is concerned, the principal load has been the wind action since Madrid is located in a low seismicity zone. The global dimensions and geotechnical conditions of the buildings are very similar, however differences exist in the adopted lateral load resisting systems.

A study has been carried out on the wind-induced structural response in the serviceability limit state of the aforementioned four tall buildings. Finite element models have been developed to obtain, in combination with the recommendations laid down in Eurocode 1, the equivalent static wind load and the lateral displacements and accelerations.

1. INTRODUCTION

This Chapter presents a short introduction on tall buildings and their historical and structural context. Chapter 2 contains the objective of this study and Chapter 3 deals with the main approach and treats some general considerations. The architectural and structural properties, as well as the lateral load resisting characteristics are discussed in Chapter 4. Chapter 5 provides the obtained results, whereas Chapter 6 and 7 contain the acknowledgements and a list of consulted literature respectively.

1.1 HISTORICAL CONTEXT

From the first tall buildings built in the United States during the late 19th century, an accelerating increase of the presence of tall buildings in our cities is observed. The three following figures 1, 2 and 3 are taken from reference [3] and illustrate the trend among the hundred tallest buildings in the world with regard to height, region and function respectively.

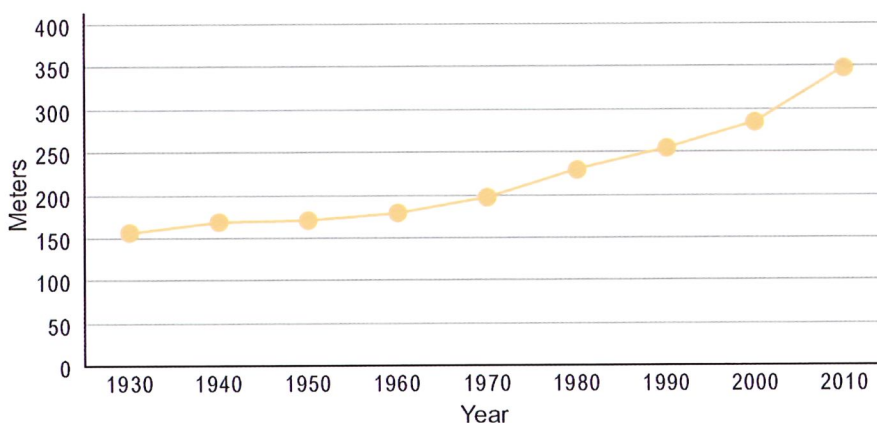


Figure 1: Mean height of hundred tallest buildings [3]

Figure 1 shows the mean height of the hundred tallest buildings in the world. Note that the mean height increases modestly until approximately 1950 whereafter a clear acceleration sets in. At present, we find ourselves in a period of truly spectacular growth in height as expressed, for instance, by the over 800 m tall Burj Dubai currently under construction in Dubai (United Arab Emirates).

RESUMEN

Un punto crítico en el proyecto de edificios altos es limitar los movimientos laterales debidos a cargas horizontales. Estos movimientos se deben limitar por un lado para evitar daños en los cerramientos y particiones así como en los acabados y, por otro lado, para asegurar el confort de los usuarios.

En el proyecto de las cuatro torres en la Antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid la principal sollicitación horizontal ha sido la carga del viento, ya que los edificios se encuentran ubicados en una zona de baja sismicidad. Aunque las dimensiones globales y las características geotécnicas son muy similares, los sistemas estructurales frente a la acción del viento presentan diferencias.

Se ha desarrollado un estudio sobre el comportamiento estructural en servicio frente a la acción del viento mediante modelos completos de elementos finitos de cada uno de los edificios. Para ello se han seguido los métodos descritos en el Eurocódigo 1 para obtener los valores de la carga estática equivalente, las deformaciones así como de las aceleraciones laterales.

1. INTRODUCCIÓN

En este Capítulo se expone una breve introducción sobre edificios altos y su contexto histórico y estructural. El Capítulo 2 presenta el objetivo principal y en el Capítulo 3 se relaciona el planteamiento global y los criterios que han tenido especial importancia en el estudio desarrollado. El Capítulo 4 consta de una descripción superficial de las características arquitectónicas y estructurales, así como de las características resistentes ante la acción del viento de cada uno de los edificios. Se presentan los resultados obtenidos en el Capítulo 5 mientras los Capítulos 6 y 7 relacionan los agradecimientos y la bibliografía consultada respectivamente.

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

Desde los primeros edificios en altura construidos a finales del siglo XIX en los EEUU, se ha manifestado un crecimiento acelerado del número de edificios altos que ocupan nuestras ciudades. La referencia [3] contiene datos interesantes sobre el desarrollo del rascacielos en relación a la altura, la región y el uso de los mismos. Se expone una representación gráfica de estos datos en las figuras 1, 2 y 3 respectivamente.

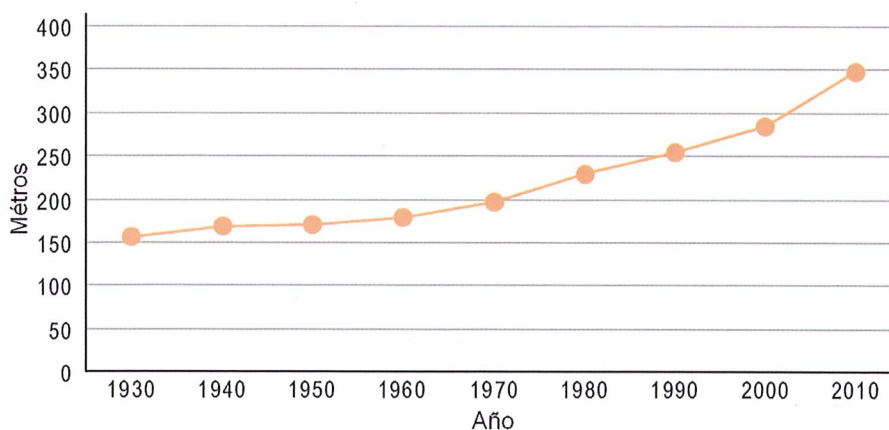


Figura 1: Altura media de los cien edificios más altos [3]

Se observa en la Figura 1 que la altura media de los cien edificios más altos del mundo ha crecido moderadamente hasta aproximadamente los años cincuenta, a partir de los cuales se aprecia una clara aceleración. Actualmente nos encontramos frente a un crecimiento de altura verdaderamente asombroso, sirviendo de ejemplo el edificio Burj Dubai actualmente en construcción en Dubai (Emiratos Árabes Unidos) con una altura total de más de 800 m.

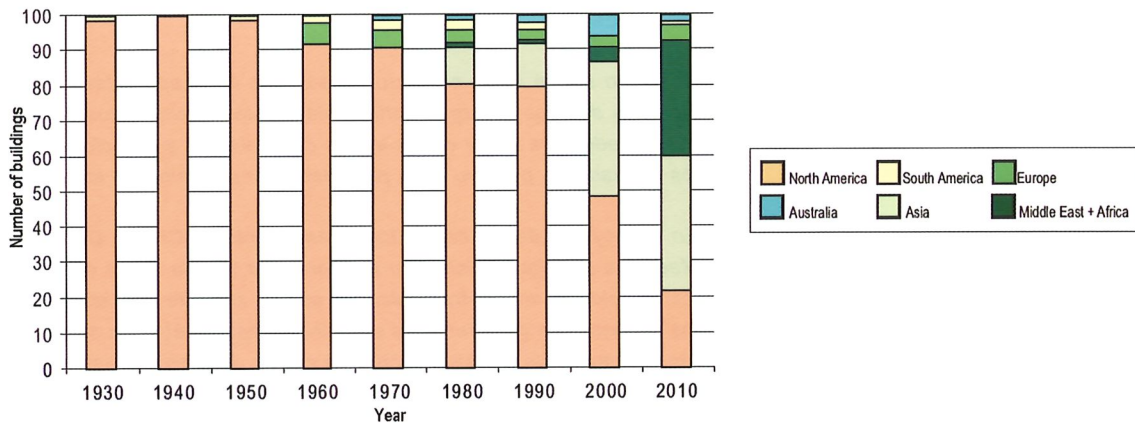


Figure 2: Hundred tallest buildings by region [3]

The above Figure illustrates a shift of the centre of gravity in high-rise construction. North America, traditionally the leading region, is increasingly losing its dominant position as far as building height is concerned. By 2010 the vast majority of tallest skyscrapers will be located in Asia and the Middle East. Note the rather modest position of Europe represented by only three tall buildings: the Commerzbank Zentrale (259 m) in Frankfurt, the Triumph Palace (264 m) and the Naberezhnaya Tower C (268 m), being the latter two both located in Moscow. The four tall buildings in Madrid, analysed in this study, are comparable to the aforementioned buildings with heights roughly comprised between 220 m and 250 m.

Figure 3 presents the hundred tallest buildings by their function. Whereas until 2000 tall buildings were almost exclusively designed to provide office space, the trend towards mixed-use and residential buildings stands out in the present decade.

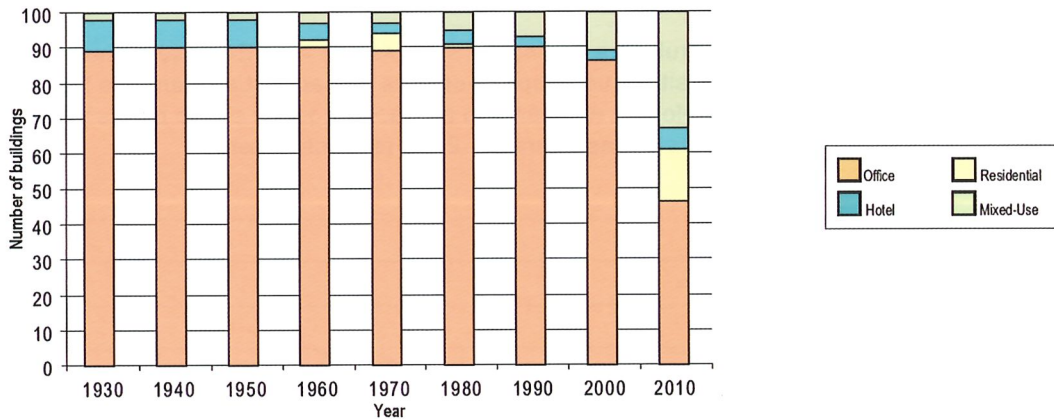


Figure 3: Hundred tallest buildings by function [3]

As far as the material of the structural systems is concerned, early high-rise building structures were predominantly constructed in steel. However, in the last few decades reinforced concrete and composite structural systems are gaining ground.

1.2 STRUCTURAL CONTEXT

It is known that the total gravity load acting on a building structure is roughly proportional to the building height, whereas the bending moment due to lateral loads (such as wind and earthquake action) is proportional to the squared height. Furthermore, lateral displacements of a bending-dominated structure depend on the height elevated to the fourth power. The foregoing demonstrates the increasing importance with height of lateral building motions and the problems associated with these motions.

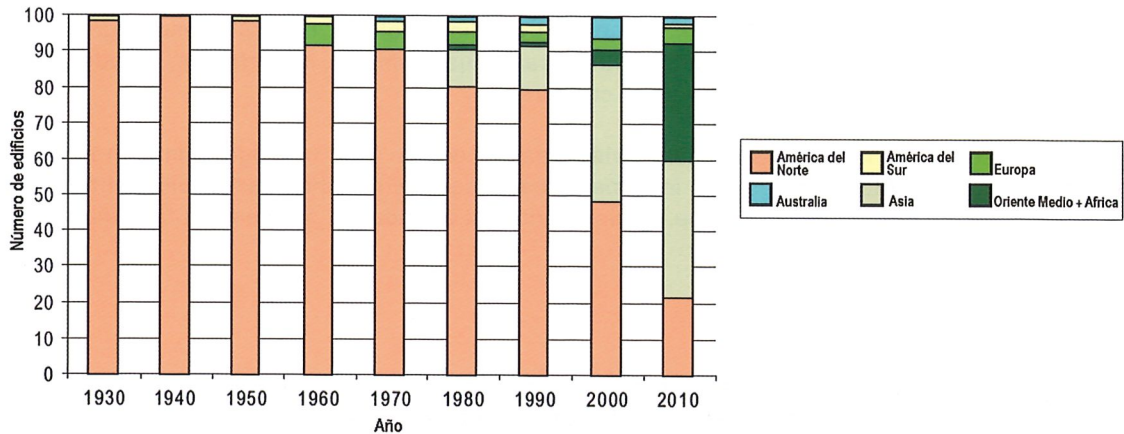


Figura 2: Ubicación de los cien edificios más altos [3]

Históricamente el centro de gravedad de los edificios de gran altura se ha situado en los EEUU. Destaca en la Figura 2 la tendencia acelerada hacia Asia y el Oriente Medio, además de la modesta representación de Europa. Actualmente, sólo tres de los cien edificios más altos se encuentran en Europa, siendo estos la Torre Commerzbank (259 m) en Frankfurt y los edificios Triumph Palace (264 m) y Naberezhnaya Tower (268 m) ambos situados en Moscú. Las cuatro torres en Madrid son de una altura comparable a los edificios más altos en Europa con alturas comprendidas entre aproximadamente 220 m y 250 m.

En la Figura 3 se presentan los cien edificios más altos en función de su uso. Sobresale la creciente presencia de los edificios residenciales y de uso mixto en relación al rascacielos exclusivamente destinado a albergar oficinas.

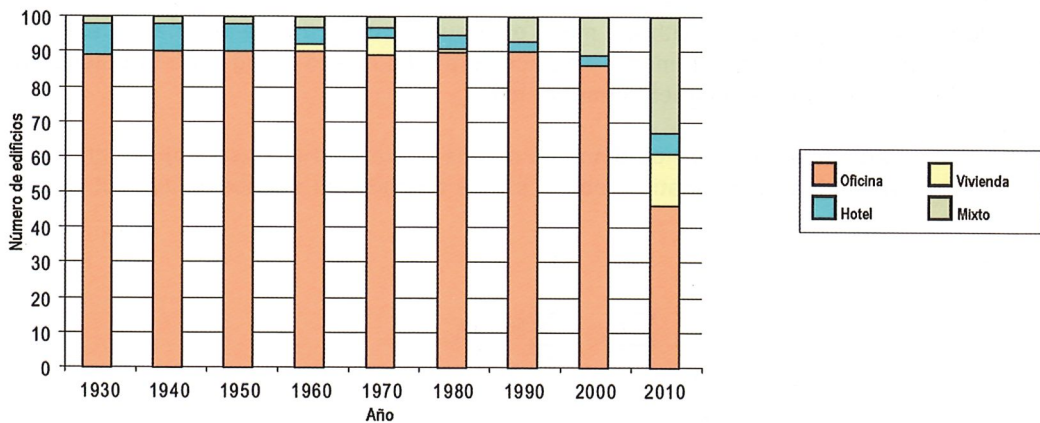


Figura 3: Uso de los cien edificios más altos [3]

Por lo que se refiere al sistema estructural aplicado, se observa el uso casi exclusivo de acero en el pasado mientras que en las últimas décadas se nota una tendencia hacia el empleo de estructuras mixtas o de hormigón armado.

1.2 CONTEXTO ESTRUCTURAL

Mientras la carga gravitatoria total actuando en un edificio es aproximadamente proporcional a la altura del mismo, el momento flector inducido por cargas horizontales - como pueden ser la acción del sismo y del viento - depende de la altura al cuadrado. El desplazamiento en cabeza debido a este momento flector es proporcional a la altura elevada a la cuarta. Esto pone de manifiesto la creciente importancia de los movimientos laterales con la altura y los problemas que de ellos se derivan.

For non-earthquake prone regions, limiting wind-induced building motions normally results governing. These motions are to be kept within acceptable limits as they can cause damage in partitions, façade elements and interior finishes, as well as adversely affect human comfort.

The trend in high-rise design is towards buildings with greater heights, built with light and high-strength materials. This leads to more flexible buildings with less mass, because of which the susceptibility of these structures to wind action will increase. As a consequence, motions and motion-induced problems in tall building design will also gain importance.

2. OBJECTIVE

The objective of this study is to analyse, according to the relevant Eurocodes, the along-wind structural behaviour of four tall buildings located at the former sports complex of Real Madrid in Madrid, Spain.

3. GENERAL CONSIDERATIONS

3.1 CALCULATION AND MECHANICAL REPRESENTATION

Complete finite element models have been developed of each high-rise building (as shown in Figure 4, 5, 6 and 7) to obtain their vibration modes and frequencies, as well as to calculate the 50-year along-wind displacements. The human comfort is assessed, according to the recommendations of Eurocode 1 part 4 [4], in terms of the 5 and 10-year along-wind building acceleration at the top occupied floor. The across-wind structural response is not considered in this study, nor is the interference effect caused by nearby surrounding buildings.

The wind-induced displacement can be thought of as consisting of three parts: a static part due to the 10-minute averaged extreme wind velocity, a static part due to the wind turbulence and a dynamic response caused by resonance with the turbulent wind gusts.

The vibration frequency, on one hand, is needed to calculate the resonant response. On the other hand, it is the fundamental mode shape in combination with the mass distribution along the height that determines the excited building mass in the fundamental vibration mode. The accelerations due to along-wind turbulence are higher for lower fundamental frequencies and fundamental modal mass.

Vibration frequencies and mode shapes are obtained by means of a modal analysis applied on the finite element models. The quasi-permanent load combination, acting on the buildings in serviceability limit states, is provided in expression (1).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

Geometric nonlinearity (P-delta effect) and soil-structure interaction are accounted for in the performed calculations. The materials of the structural members are assumed to behave elastically. Gross concrete section properties are adopted for concrete members predominantly subjected to bending moments, whereas the effective axial stiffness is computed for compression members. For elements subjected to important bending moments and compressive forces (for example cores and shear walls), it is verified that tensile stresses in the serviceability limit state do not exceed the concrete tensile resistance.

The modulus of elasticity of steel elements is assumed to be 210.000 MPa, while the secant modulus of elasticity for concrete members is calculated according to expression (2).

$$E = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8MPa} \quad (2)$$

Limitar los movimientos de edificios altos durante fuertes vientos resulta generalmente condicionante en lugares con sismicidad no muy alta. Los movimientos fuertes pueden causar daños en particiones, elementos de cerramientos y en acabados así como inducir preocupación y malestar a los usuarios.

La tendencia a construir edificios cada vez más altos, con materiales más ligeros y de mayor resistencia, aumenta indiscutiblemente la flexibilidad y reduce la masa de los mismos. Por esto aumentará también la susceptibilidad de estas estructuras a la acción del viento y, como consecuencia, se incrementará la importancia de los movimientos laterales y de los problemas asociados a ellos.

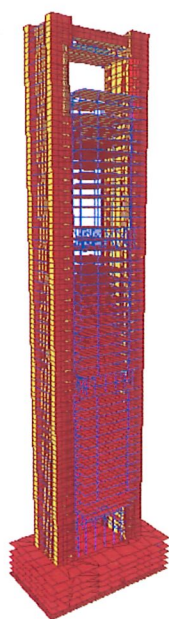
2. OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es analizar el comportamiento estructural frente al viento, según los Eurocódigos en vigor, de las cuatro torres en la Antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.

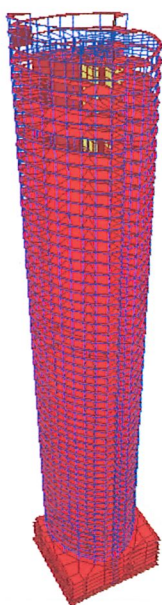
3. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

3.1 CÁLCULO Y MODELIZACIÓN

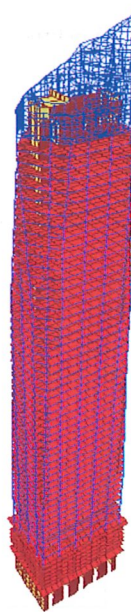
Se han desarrollado modelos completos de elementos finitos de cada uno de los edificios (ver las figuras 4, 5, 6 y 7) para obtener los modos y frecuencias de vibración así como para calcular los desplazamientos horizontales debidos a la carga del viento con un periodo de retorno de 50 años. Se ha evaluado el confort de los usuarios, aplicando las recomendaciones del Eurocódigo 1, parte 4 [4], en términos de las aceleraciones horizontales en la planta superior de oficinas con un periodo de retorno de 5 y 10 años. Se analiza la respuesta estructural de cada edificio en el sentido paralelo al viento sin considerar efectos de interferencia por los edificios colindantes.



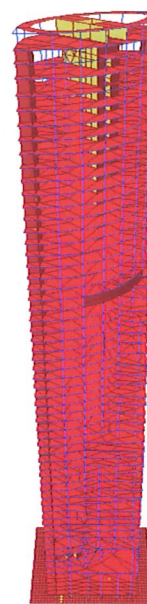
Figura/e 4: Torre Caja Madrid



Figura/e 5: Torre Sacyr Vallehermoso



Figura/e 6: Torre de Cristal



Figura/e 7: Torre Espacio

Se puede considerar la respuesta estructural a la carga del viento en términos del desplazamiento dividida en tres partes: una parte estática debida a la velocidad extrema media, una parte estática debida a la turbulencia y por último una respuesta dinámica debida a la resonancia con esta turbulencia.

La frecuencia fundamental sirve por un lado para calcular la parte resonante de la respuesta estructural. Por otro lado, la forma modal fundamental, y la distribución de la masa en altura, determinan la masa activa del edificio. Las aceleraciones inducidas por la turbulencia del viento son mayores para menor frecuencia y masa modal asociada al modo fundamental del edificio.

where f_{ck} is the characteristic concrete compressive strength in MPa.

3.2 WIND ACTION

The calculation of the equivalent static wind load, according to Eurocode 1, as applied to every storey of the finite element models is shown in formula (3).

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (3)$$

where F_w equivalent static force acting on an element or structure [N]

c_s size factor [-]

c_d dynamic factor [-]

c_f force coefficient [-]

q_p peak pressure [Pa]

A_{ref} reference area [m²]

The above size factor accounts for the lack of full spatial correlation between the peak wind gusts acting on the building surface. The amplification of the wind-induced response due to resonance with the wind gusts is represented by the dynamic factor.

In general, and especially for irregular geometries, force coefficients of tall buildings are determined by means of wind tunnel studies.

The basic wind velocity, with a return period of 50 years, for Madrid is 26 m/s and the local terrain roughness corresponds to terrain category III. The resulting mean and peak wind pressure profile is provided in Figure 8.

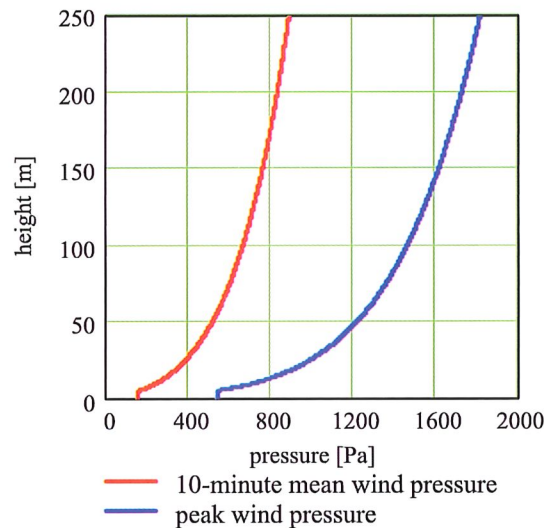


Figure 8: Wind pressure profile

The evaluation of human comfort is carried out for winds with a 5 and 10-year recurrence interval.

3.3 CRITERIA AND BUILDING CODES

Serviceability limit state evaluation of wind-induced structural behaviour is generally carried out in terms of lat-

Se han calculado los modos y frecuencias de vibración mediante un análisis modal aplicado a los modelos de elementos finitos bajo la combinación casi permanente de cargas gravitatorias en el estado límite de servicio como queda reflejado en la expresión (1).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

Se ha tenido en cuenta la no-linealidad geométrica así como la interacción de suelo-estructura en los cálculos realizados. En relación al material de los elementos estructurales, se ha asumido un comportamiento lineal. Se han empleado las características mecánicas correspondientes a la sección bruta para elementos de hormigón armado sometidos a momentos flectores importantes, mientras se han adoptado las características correspondientes a la sección homogenizada para los elementos principalmente sometidos a compresión. En elementos en los que actúan ambos esfuerzos a la vez, como pueden ser núcleos o pantallas de la superestructura, se ha comprobado que en situación de servicio no se producen tensiones de tracción superiores a la resistencia a tracción del hormigón en consideración.

El módulo de elasticidad adoptado para los elementos metálicos es 210.000 MPa, mientras para el hormigón se ha empleado el módulo de elasticidad secante según la fórmula (2).

$$E = 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8MPa} \quad (2)$$

donde f_{ck} es la resistencia característica del hormigón en MPa.

3.2 CARGA DEL VIENTO

Se ha aplicado la carga estática equivalente del viento en cada planta de los edificios según la expresión (3), tal como está prescrito por el Eurocódigo 1.

$$F_w = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (3)$$

donde F_w fuerza estática equivalente ejercida sobre un elemento o estructura [N]

c_s coeficiente de superficie [-]

c_d coeficiente dinámico [-]

c_f coeficiente de fuerza [-]

q_p presión dinámica de pico [Pa]

A_{ref} superficie de referencia [m²]

El arriba mencionado coeficiente de superficie tiene en cuenta la correlación espacial entre los picos de presión actuando en la superficie. La amplificación de la sollicitación debida a la resonancia de la estructura con la turbulencia del viento queda reflejada en el coeficiente dinámico.

El coeficiente de fuerza de edificios altos se determina, especialmente para geometrías irregulares, usualmente mediante ensayos en túneles de viento.

La velocidad básica asociada a un periodo de retorno de 50 años para Madrid es de 26 m/s. Se ha considerado la rugosidad del terreno tipo III. Se observa en la Figura 8 la ley de presión dinámica media y de pico que resulta de lo anterior.

eral displacement and human motion perception. These aspects, as well as the adopted criteria, are dealt with hereafter.

3.3.1 LATERAL DISPLACEMENT

Excessive lateral building displacements can cause damage in façade elements, partitions and interior finishes (doors, elevators, etc.). To prevent damage to, or malfunctioning of, these non-structural elements, inter-storey drifts have to be limited.

No universally accepted criterion exists with regard to maximum lateral displacements in serviceability limit state. However, inter-storey displacements of up to $H/400$ (being H the storey height) are normally considered as being acceptable. In order to avoid the calculation of all inter-storey displacements, usually a global drift limit is adopted of $H/500$ (where H refers to the total building height). Note that the overall drift criterion can be more or less conservative depending on the shape of the actual displacement diagram, being the sum of the displacement due to bending, shear and the rotation of the foundation.

3.3.2 HUMAN COMFORT

The perception of oscillatory motion in tall building structures can cause serious comfort issues to occupants, such as concern about the quality and integrity of the structure and even nausea.

It is noted that no consensus has yet been reached among structural engineers with regard to human motion perception criteria.

Human motion perception varies considerably from person to person depending on:

- Frequency of oscillation.
- Physiological factors: body orientation, posture and movement.
- Psychological factors: expectancy of movement, comments by other occupants as well as audio and visual cues.

The importance of the abovementioned factors is subjected to much discussion. The frequency dependence of motion perception thresholds, for instance, is not universally recognised; reference [9] claims complete frequency independence. Furthermore, observations during real building vibrations show that audio and visual cues play an important role in comparison to the physical motion perception.

Below a brief summary is presented of some research on human motion perception, the discussion as whether to use the peak or root-mean-square accelerations and, thereafter, the human comfort criteria that have been adopted in this study are shown.

Research

Traditionally, research has been focussed on the experienced body forces as a result of horizontal accelerations. Some studies suggest that human motion perception thresholds are better described by the rate of change of the acceleration (so-called *jerk*).

Proposed human motion perception thresholds have, historically, been based on the reactions of people subjected to so-called “*moving room*” experiments. This experiment consists of a closed, acoustically insulated, motion simulator generally excited by a uni-axial sinusoidal motion. Important early studies of this type were carried out by CHEN & ROBERTSON [1] and IRWIN [8]. In both studies a frequency dependence of perception thresholds was reported; the human motion perception decreases with decreasing frequency.

However, the above described *moving room* experiments do not correspond to the real situation of tall building occupants under natural wind excitation because of the following:

- Tall building motion due to along-wind buffeting is a random instead of a sinusoidal motion. The peak fac-

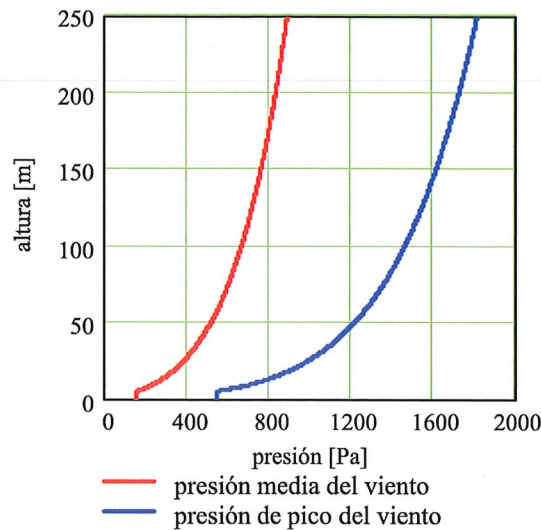


Figura 8: Ley de presión dinámica del viento

Por lo que se refiere a la evaluación del confort de los usuarios, se han considerado las solicitaciones debidas a vientos con un periodo de retorno de 5 y 10 años.

3.3 CRITERIOS Y MARCO NORMATIVO

Se evalúa el comportamiento frente al viento de edificios en estado límite de servicio, principalmente en términos de desplazamiento lateral y la percepción humana de movimientos. A continuación se tratan de forma resumida estos aspectos así como los criterios usualmente adoptados.

3.3.1 DESPLAZAMIENTO LATERAL

Los desplazamientos laterales excesivos pueden causar daños en los elementos de cerramiento, las particiones y los acabados. Para evitar problemas en dichos elementos se limitan los desplazamientos horizontales entre pisos.

Aunque no existe un único criterio universalmente aceptado, para un edificio de altura se consideran generalmente admisibles valores del desplazamiento lateral entre pisos de hasta $H/400$ (siendo H la altura entre pisos). Para no tener que recurrir a un cálculo de los desplazamientos en cada piso, normalmente se considera que una limitación del desplazamiento en cabeza de $H/500$ (siendo H la altura del edificio) garantiza que se cumpla el criterio anterior. Obsérvese que la citada limitación global puede ser más o menos conservadora según la forma que tome el desplazamiento lateral del edificio, siendo éste la suma de la deformación de la estructura por flexión, cortante y la rotación de la cimentación.

3.3.2 CONFORT DE LOS USUARIOS

La percepción de movimientos por parte de los usuarios puede causar la desconfianza en la integridad y seguridad estructural así como provocar malestar a los mismos.

No existe consenso entre los especialistas internacionales en relación a los criterios a utilizar en la evaluación del confort de los usuarios de edificios.

La percepción humana de los movimientos oscilatorios varía considerablemente de una persona a otra, dependiendo de:

- La frecuencia de oscilación.
- Factores fisiológicos: la orientación, la postura y el movimiento del cuerpo humano.
- Factores psicológicos: la expectación del movimiento, comentarios de otras personas así como la percepción de tipo visual o auditivo.

tor, being the relation between the peak and root-mean-square (rms) value of the acceleration, is not the same for sinusoidal and random motion. Therefore, applying perception thresholds from sinusoidal *moving room* experiments to random building vibration does not yield the same results in terms of rms or peak accelerations.

- Tall building motion is a spatial combination of two translational and a rotational motion instead of a uni-axial motion. In-plan rotation obviously increases the resultant lateral acceleration towards the building envelope. In addition, human beings are especially sensitive to a rotation of the horizon (visual cue).
- Psychological factors are not accounted for: people do not usually expect building vibration and the adverse effect of comments by other occupants is not considered.
- Audio and visual cues are not taken into account: the noise of the wind, cracking of the structure, the aforementioned effect of a rotating horizon, etc.

HANSEN et al. [5] were the first to provide subjective reactions to real tall building low-frequency motion. After a wind storm they performed a survey among occupants of two buildings and asked them with what recurrence they would accept such building movements. Furthermore, they asked to several prominent building owners: "What percentage of the top one-third of the building can object to the sway motion every year without seriously affecting your renting program?" The authors deduced from these results that 2% of the population could perceive the motion. This, in combination with the measured and calculated top-floor accelerations of the two considered buildings, led to the proposal to limit the 6-year rms accelerations to 0,005 g (0,049 m/s²).

IRWIN, on one hand, calibrated his motion perception thresholds (maintaining the frequency dependence) with HANSEN et al.'s comfort criterion [1]. A slight adjustment was made to use a 5-year recurrence interval instead of the 6-year interval adopted by HANSEN et al. This proposal was later adopted by the ISO 6897 guideline for the evaluation of human response to low-frequency horizontal motion [7].

On the other hand, DAVENPORT proposed a 2 and 10-percentile human comfort curve relating acceleration to recurrence interval, without frequency dependence. These curves were drawn in agreement with HANSEN et al.'s criterion and the 2% and 10% motion perception thresholds proposed by CHEN & ROBERTSON for very short recurrence intervals. DAVENPORT's human comfort curves finally developed into the criteria adopted by the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory (BLWTL) of the University of Western Ontario [1].

More recently, vibration perception experiments have been conducted by TAMURA et al. [11] for a wide frequency range from 0,125 Hz to 6,0 Hz, comprising both stiff and flexible buildings. This research carried out by TAMURA et al. served as a basis for the Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration of the Architectural Institute of Japan (AIJ). Some significant conclusions drawn in this study are listed below.

- No significant difference in human motion perception exists between sinusoidal and random motion in terms of the peak acceleration.
- Frequency dependence was found to exist throughout the entire frequency range of 0,125 Hz - 6,0 Hz: human motion perception decreases with decreasing frequency for flexible buildings, whereas for stiff buildings the motion perception decreases with increasing frequency. The human motion perception threshold is lowest for the intermediate frequency zone. The above is illustrated in Figure 9 (taken from reference [11]), where the annual peak acceleration is shown as a function of the vibration frequency and the percentile of the population objecting to such a vibration.
- Frequency dependence seems to be weaker for random than for sinusoidal motion.

Root-mean-square or peak value

The majority of research on motion perception thresholds has been presented in terms of the root-mean-square (rms) acceleration. Nevertheless, others claim that the peak acceleration is a better measure of human motion perception.

La importancia de los factores arriba mencionados es muy discutida; muchas investigaciones concluyen que la percepción humana depende de la frecuencia de oscilación, mientras que en la referencia [9] se afirma que ésta dependencia no existe. Además, resulta de observaciones reales que la percepción de tipo visual y auditivo tiene una influencia importante en comparación con la percepción física del movimiento.

A continuación se presenta un breve resumen de algunos trabajos de investigación sobre este tema, la discusión sobre emplear el valor cuadrático medio o el valor de pico de las aceleraciones y por último se presentan los criterios adoptados en este estudio.

Investigaciones

Las investigaciones se han basado históricamente en la fuerza experimentada por el cuerpo humano, debiéndose ésta a la resultante de la aceleración horizontal. Algunos estudios proponen que la derivada de la aceleración con respecto al tiempo (el llamado *jerk*) podría ser el mejor indicador de la percepción humana de movimientos.

Tradicionalmente, los límites de percepción se han establecido basándose en la reacción de personas sometidas a experimentos de tipo "moving room". Este experimento consiste en someter una persona a un movimiento, generalmente de forma sinusoidal y uniaxial, dentro de un recinto cerrado y debidamente aislado acústicamente. Las referencias [1] y [8] recogen dos trabajos importantes de este tipo realizados en los años setenta por CHEN & ROBERTSON y IRWIN respectivamente. En ambos estudios se señaló la dependencia de los límites de percepción de la frecuencia de oscilación: disminuye la percepción para frecuencias más bajas.

Sin embargo, la situación a la que fueron sometidas las personas en los ensayos anteriormente descritos no corresponde a la situación real de edificios altos en vientos naturales por los motivos expuestos a continuación:

- El movimiento real es aleatorio en vez de sinusoidal. El factor de pico, relación entre el valor de pico y el valor cuadrático medio, no es igual para un movimiento aleatorio que para uno sinusoidal. Por esto la aplicación del valor cuadrático medio o el de pico de la aceleración en edificios conlleva diferencias importantes si se emplean límites de percepción basados en experimentos *moving room* con excitación sinusoidal.
- El movimiento real es una combinación espacial de dos componentes traslacionales y uno rotacional en vez de un movimiento uniaxial. El movimiento rotacional aumenta lógicamente las aceleraciones horizontales en las esquinas del edificio. Además existe una influencia importante de tipo visual; las personas somos especialmente sensibles al movimiento del horizonte debido al giro de la planta.
- No se tienen en cuenta los factores psicológicos: las personas no saben a priori que van a experimentar un movimiento y recibirán comentarios de otras personas antes de percibirlo.
- No se tienen en cuenta los factores de carácter auditivo y visual: el ruido del viento por el exterior del edificio, el de la propia estructura, el antedicho efecto visual del movimiento rotacional, etc.

HANSEN et al. fueron los primeros en facilitar resultados subjetivos (publicados en la referencia[5]) de personas sometidas a movimientos de baja frecuencia en edificios reales. Tras una tormenta preguntaron, por un lado, a los ocupantes de dos edificios con qué recurrencia aceptarían los movimientos resultantes. Por otro lado preguntaron a los propietarios de edificios altos qué porcentaje de los usuarios en el tercio superior del edificio podría percibir el movimiento sin que ello afectara de forma decisiva en el precio del alquiler que estarían dispuestos a pagar. Los autores dedujeron de lo anterior que el 2% de la población puede percibir el movimiento. Esto, en combinación con las aceleraciones medidas y calculadas en los citados rascacielos, conllevó la propuesta de limitar el valor cuadrático medio de la aceleración a 0,005 g (0,049 m/s²) para un viento con periodo de retorno de 6 años.

IRWIN calibró su curva de límite de percepción del 2% de la población con la limitación propuesta por HANSEN et al. ajustando esta curva para un periodo de retorno de 5 años [1]. Este criterio fue más tarde adoptado por ISO 6897 [7], una guía para la evaluación del confort humano ante vibraciones de baja frecuencia.

DAVENPORT propuso dos curvas de aceleración de pico en función de la recurrencia, representando una percepción por el 2% y el 10% de la población. Calibró estas curvas para coincidir con el punto de HANSEN et al. y, para intervalos de recurrencia muy cortos, las hizo coincidir con los límites de percepción de CHEN & ROBERTSON para

Motion-induced discomfort can be thought of as being the result of a sustained phenomenon, best described by an average effect over a period of time. The rms acceleration can represent this time-averaged effect, i.e. the intensity of acceleration.

However, some suggest that people are affected mostly by the largest peak of acceleration and tend to forget less-than-peak or mean accelerations.

Adopted criteria

Various guidelines are available to the structural engineer to assess the comfort of tall building occupants. In this study, two of these guidelines are considered, namely the ISO 6987 and BLWTL criteria.

ISO 6987 proposes maximum values of the 5-year rms acceleration at the top occupied floor, during the 10 severest minutes of a wind storm, as a function of the vibration frequency. The denominated "curve 1" in Figure 10 represents the limit for general-purpose buildings, whereas "curve 2" represents the comfort criterion for offshore structures. Note that within general-purpose buildings no distinction is made between different occupancy rates following from, for example, a residential or office use.

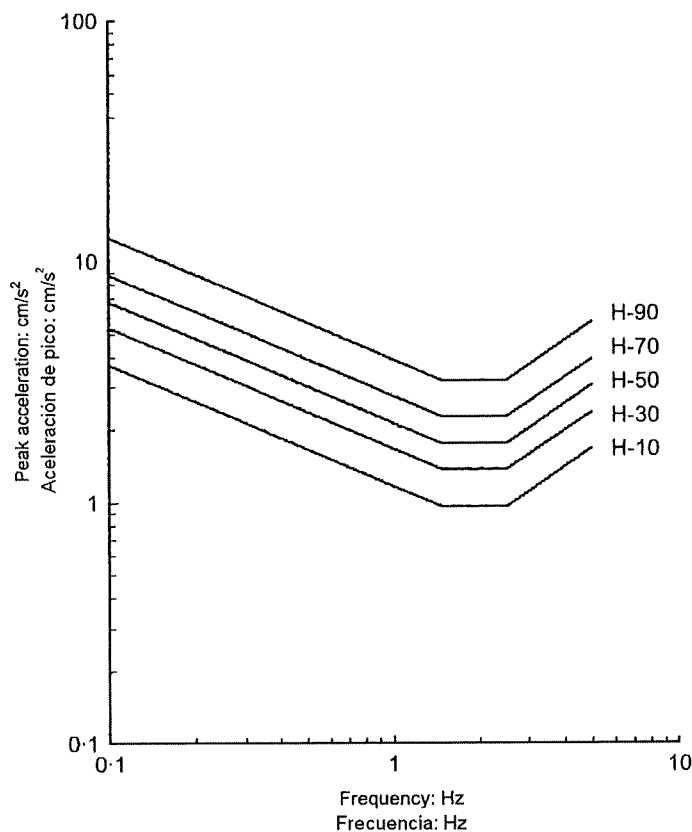


Figure 9: Perception thresholds in terms of annual peak acceleration according to [11]

Figura 9: Percepción en términos de aceleración de pico con periodo de retorno de 1 año según [11]

The BLWTL criteria are widely used in North American structural engineering practice. Reference [9] provides maximum values of the 10-year peak accelerations for office and residential buildings. Afterwards, an intermediate criterion for hotels has been drawn up. The BLWTL maximum acceleration ranges are provided in Table 1. Maximum 10-year peak accelerations of 25 milli-g (0,245 m/s²) are proposed for office buildings. Note that a distinction is made between different building occupancy rates as a function of the building's use. This reflects, furthermore, the fact that during a severe wind storm an office building would probably be evacuated and people would take shelter in their homes.

el 2% y el 10% de la población. Este criterio de DAVENPORT ha sentado la base de los criterios adoptados por el Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory (BLWTL) de la Universidad de Ontario Occidental, de aplicación extendida en América del Norte [1].

Más recientemente, TAMURA et al. [11] realizaron experimentos sobre la percepción de la vibración para un rango amplio de frecuencias, 0,125 Hz - 6,0 Hz, incluyendo así edificios flexibles y rígidos. Este trabajo ha servido de base a la "Guía de aplicación sobre la evaluación del confort humano en relación a las vibraciones" elaborada por el Architectural Institute of Japan (AIJ). A continuación se relacionan algunas conclusiones importantes aportadas por dicho estudio:

- No hay una diferencia significativa entre la percepción de movimiento sinusoidal y aleatorio en términos de la aceleración de pico.
- Se ha apreciado una dependencia de la percepción en todo el rango de frecuencia muestreado. Existe una zona de frecuencias intermedias en las que la percepción aumenta. Lo anterior queda reflejado en la Figura 9, en la que se presentan los límites de percepción, en función de la frecuencia y el porcentaje de la población, en términos de aceleración de pico con un periodo de retorno de 1 año.
- La dependencia de la frecuencia de oscilación parece ser menor para movimientos aleatorios que para movimientos sinusoidales.

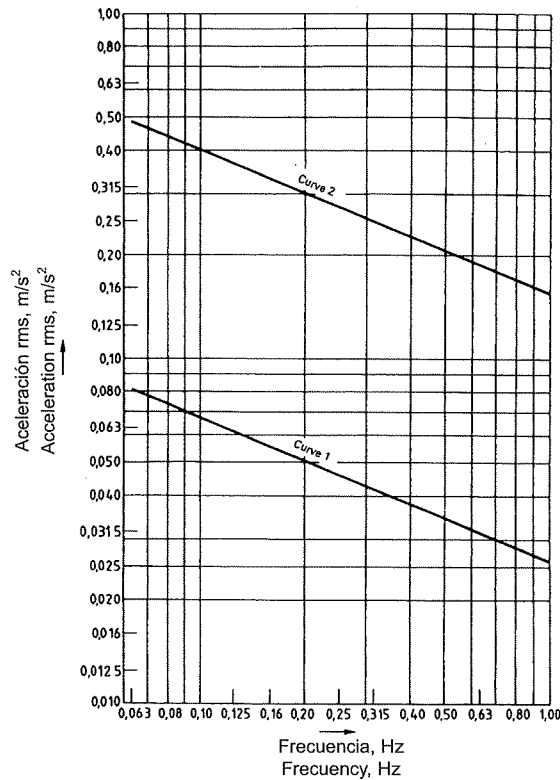


Figura 10: Aceleraciones rms máximas con un periodo de retorno de 5 años según ISO 6897 [7]
 Figure 10: Maximum 5-year rms accelerations according to ISO 6897 [7]

Valor cuadrático medio o valor de pico

La mayoría de las investigaciones sobre percepción humana de movimientos se han presentado en términos del valor cuadrático medio (root-mean-square o rms) de la aceleración. Sin embargo, otros autores afirman que el valor de pico de la aceleración describe mejor la percepción del movimiento.

Los partidarios del valor cuadrático medio argumentan que los problemas de confort son el resultado de un fenómeno sostenido en el tiempo. El valor cuadrático medio constituye una representación del valor medio de la intensidad de la aceleración en un periodo de tiempo.

	range [g.10 ⁻³]
office	20 - 25
hotel	15 - 20
residence	10 - 15

Table 1: Maximum 10-year peak accelerations according to BLWTL [9]

4. BUILDING DESCRIPTION

In what follows a description is provided of the four tall buildings that are analysed in this study. The architectural and structural characteristics are dealt with superficially, as well as the lateral load resisting properties.

4.1 TORRE ESPACIO

Architecture

The appearance of Torre Espacio is characterised by the progressive change of its geometry throughout the building height. The square floor plan at base level has approximate dimensions of 42 m x 42 m and towards the top it changes into a quasi-elliptical shape composed of two arcs of a circle with in-plan dimensions of 59 m x 30 m. The total building height above grade is approximately 223 m, while the substructure consists of a six-level basement with a total depth of 18 m. A typical floor plan of a basement, low-, mid- and high-rise section is provided in Figure 11.

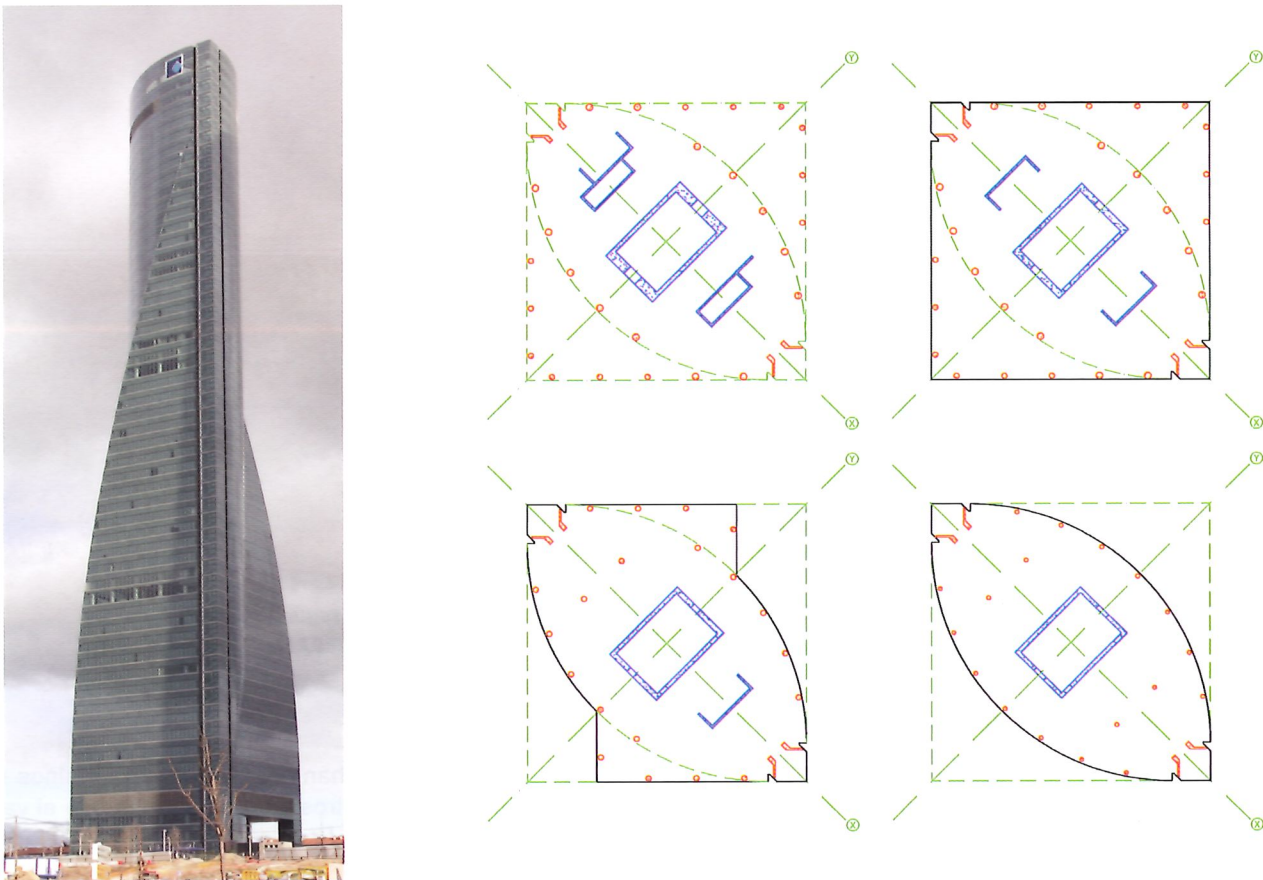


Figure 11: Torre Espacio with typical floor plan at basement, low-, mid- and high-rise level
 Figura 11: Torre Espacio con plantas tipo de sótano y zonas inferior, media y superior

Los partidarios del valor de pico afirman, por el contrario, que los seres humanos se ven más afectados por eventos extremos y tienden a olvidar la aceleración media.

Criterios adoptados

Existen varios criterios a disposición del proyectista para evaluar la posibilidad de problemas de confort en edificios altos. En este estudio se considera dos de ellos: ISO 6987 y los criterios propuestos por BLWTL.

ISO 6987 adopta el valor cuadrático medio de la aceleración durante los 10 minutos más fuertes de un temporal de viento en función de la frecuencia de oscilación. En la Figura 10 la línea denominada "curve 1" representa el límite de las aceleraciones con un periodo de retorno de 5 años para edificios de uso general. La línea "curve 2" representa el mismo límite para estructuras marinas. Obsérvese que ISO 6987 no distingue entre un uso u otro (residencial u oficinas) para edificios de uso general.

Los criterios propuestos por BLWTL tienen un uso extendido en América del Norte. La referencia [9] contiene los rangos de valores propuestos para la aceleración de pico con un periodo de retorno de 10 años en edificios residenciales y de oficinas. Más tarde se añadió a estos dos criterios un rango intermedio de valores máximos para hoteles. La Tabla 1 muestra los valores máximos de la aceleración de pico con un intervalo de recurrencia de 10 años según BLWTL. Se recomienda limitar las aceleraciones de pico a 25 mili-g ($0,245 \text{ m/s}^2$) para edificios de oficinas. La distinción entre usos diferentes representa la diferencia de duración de ocupación y, además, refleja el hecho de que durante un temporal severo se desalojaría probablemente un edificio de oficinas mientras que la gente buscaría refugio en su vivienda.

	rango [$\text{g} \cdot 10^{-3}$]
oficina	20 - 25
hotel	15 - 20
vivienda	10 - 15

Tabla 1: Aceleraciones de pico máximas con un periodo de retorno de 10 años según BLWTL [9]

4. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

A continuación se describen los cuatro edificios que se pretende analizar en este Estudio. De forma superficial se tratan las características arquitectónicas y estructurales, se describe el comportamiento estructural y se presentan las vibraciones naturales y los coeficientes de fuerza adoptados.

4.1 TORRE ESPACIO

Arquitectura

La Torre Espacio se caracteriza por el cambio progresivo de la geometría a lo largo de su altura. La geometría en planta en la parte inferior es cuadrada con dimensiones aproximadas de 42 m x 42 m. La parte superior está compuesta por dos arcos de circunferencia cuya intersección genera una planta de dimensiones de 59 m x 30 m. La altura sobre rasante es aproximadamente de 223 m, contando también con seis niveles de sótano con una profundidad total de 18 m. En la Figura 11 se presenta una planta tipo del sótano y las zonas inferior, media y superior del edificio.

Estructura

La estructura vertical está compuesta por tres núcleos y dos grupos de pilares: un grupo interior que forma los dos arcos de círculo y otro exterior que describe la geometría cuadrada de las plantas inferiores.

El núcleo central recorre toda la altura del edificio mientras que los dos núcleos laterales en forma de C llegan hasta aproximadamente un tercio y dos tercios respectivamente. Los núcleos son de hormigón armado y los pilares son mixtos o de hormigón armado. En estos elementos verticales se ha empleado HA-70, HA-40 y HA-30 en orden ascendente.

Structure

The vertical structure is composed of three reinforced concrete cores with two groups of composite or reinforced concrete columns; one interior group that describes the quasi-elliptical shape and another exterior one that forms the square geometry of the low-rise zone.

The central box-shaped core runs along the total height of the building and the two lateral C-shaped cores stop at approximately one-third and two-third of the height. The concrete quality used in the supports is C70/85, C40/50 and C30/37 in ascending order.

A typically 280 mm thick two-way reinforced concrete plate constitutes the floor system of the building. Concrete qualities C40/50 and C30/37 are employed in the lower and upper part respectively.

At approximately two-third of the building height, a mechanical floor accommodates an outrigger structure composed of a series of one-storey high reinforced concrete walls protruding from the central core. In this way a series of stiff I sections is rigidly connected to the core. The outrigger and belt structure connect five perimeter columns at both faces of the building to the central core, as can be seen in Figure 12. The favourable location in combination with the outrigger's great moment of inertia considerably increases the lateral building stiffness. A secondary effect, caused by its large flexural stiffness, is that it transfers a great part of the column forces to the core. This reduces the effects of differential shortening between the vertical load bearing elements, but at the same time induces tensile stresses in the upper floor. These tensile stresses are compensated by post-tensioning the upper floor.

The building and basement structure outside the building projection are two completely independent structures. The wind-induced shear forces in the building structure are entirely transmitted to the soil by means of soil-foundation friction, because the building is not horizontally supported by the basement structure.

A shallow, slab-on-grade foundation is employed to transmit the loads to the underlying soil. The foundation consists of a 4 m post-tensioned reinforced concrete slab.

Lateral load resisting characteristics

The great bending stiffness of the reinforced concrete, flat plate, floor structure results in a large contribution of the columns to the building's lateral stiffness. This contribution is further enhanced by the outrigger and belt structure at two-third of the building height. The contribution of the cores and columns to the lateral stiffness in the y-direction is approximately 35% and 65% (40% due to the floors and 25% due to the outrigger and belt structure). In the x-direction the stiffness distribution results 30% - 70% for the cores and columns respectively.

The first three vibration frequencies of the system under the quasi-permanent load combination are provided in Table 2. These values incorporate the P-delta effect, being approximately 13% and 11% in the x and y-direction respectively. The force coefficient profile of Torre Espacio is shown in Figure 14.

mode modo	frequency [Hz] frecuencia [Hz]	period [s] periodo [s]
X_1	0,125	7,98
Y_1	0,135	7,39
T_1	0,322	3,11

Table 2: Vibration frequencies
Tabla 2: Frecuencias de vibración

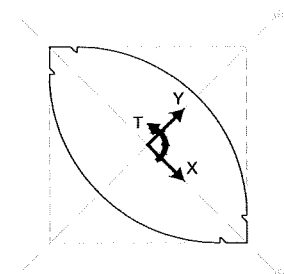


Figure 13: Axes definition
Figura 13: Definición de ejes

The progressive reduction of the floor plate with height reduces the modal mass and, therefore, the period of

La estructura horizontal se resuelve mediante forjados macizos de hormigón armado de 280 mm de canto en las plantas tipo. El hormigón empleado en los forjados varía entre HA-40 y HA-30 en la zona inferior y superior respectivamente.

En los dos tercios, aproximadamente, y aprovechando una planta técnica, se encuentra un cinturón de rigidez formado por una serie de pantallas de hormigón armado de un piso de altura. Como se aprecia en la Figura 12 estas pantallas conectan el núcleo central con cinco pilares en cada fachada. El conjunto monolítico así obtenido está formado por cuatro secciones en I rigidamente conectadas al núcleo. La posición favorable del cinturón y su elevada rigidez a flexión incrementa de forma importante la rigidez total del edificio. Un efecto secundario es que, a causa precisamente de esa elevada rigidez, el cinturón transmite gran parte del esfuerzo axial en los pilares por encima de este nivel al núcleo. Esto conlleva una reducción de los efectos de acortamientos diferenciales pero origina tracciones importantes en el forjado superior. Para compensar tales tracciones se aplica un postesado al forjado.

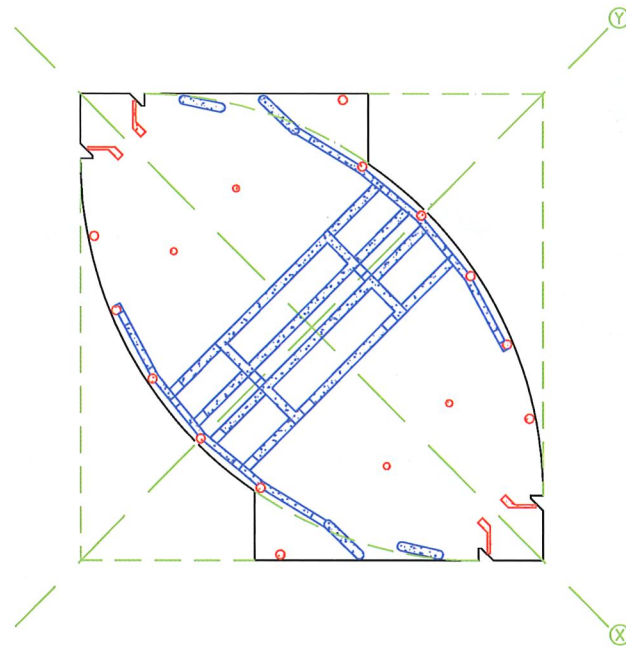


Figura 12: Cinturón de rigidez
Figure 12: Outrigger and belt structure

Las estructuras de la torre y del aparcamiento son completamente independientes. Por tanto, la estructura de la torre debe transmitir los esfuerzos de cortante al suelo a través del rozamiento cemento-terreno, ya que la estructura general sólo se encuentra apoyada en sentido horizontal al nivel de la cimentación.

La cimentación es superficial y se resuelve mediante una losa postesada de hormigón armado con un canto de 4 m.

Características resistentes ante la acción del viento

La elevada inercia de los forjados macizos hace que la contribución de los pilares a la rigidez lateral del edificio sea grande. Esta contribución considerable de los pilares es aún reforzada por la acción del cinturón de rigidez colocado a dos tercios de la altura. En la dirección Y la contribución a la rigidez lateral de los tres núcleos centrales y los pilares es de 35% - 65% (40% por los forjados y 25% por el cinturón) respectivamente, siendo este reparto en la dirección X aproximadamente 30% - 70% (50% por los forjados, y 20% por el cinturón).

En la Tabla 2 se presentan los periodos de vibración del sistema bajo la combinación de carga gravitatoria casi-permanente. Las frecuencias obtenidas tras el análisis modal reflejan el efecto P-delta, que equivale al 13% y 11% respectivamente en la dirección X y Y. La Figura 14 muestra el desarrollo en altura del coeficiente de fuerza en la dirección condicionante del viento.

fundamental vibration. The, nevertheless, relatively high fundamental periods reveal the flexibility of the building due to the large mass of the adopted floor system.

4.2 TORRE DE CRISTAL

Architecture

The in-plan geometry at ground level of Torre de Cristal is rectangular with approximate dimensions of 49 m x 33 m. The geometry changes towards the top into an irregular hexagon (six-sided polygon), as illustrated in Figure 15. The building height above grade is approximately 249 m, whereas the substructure consists of a six-level basement with a total depth of 19 m.

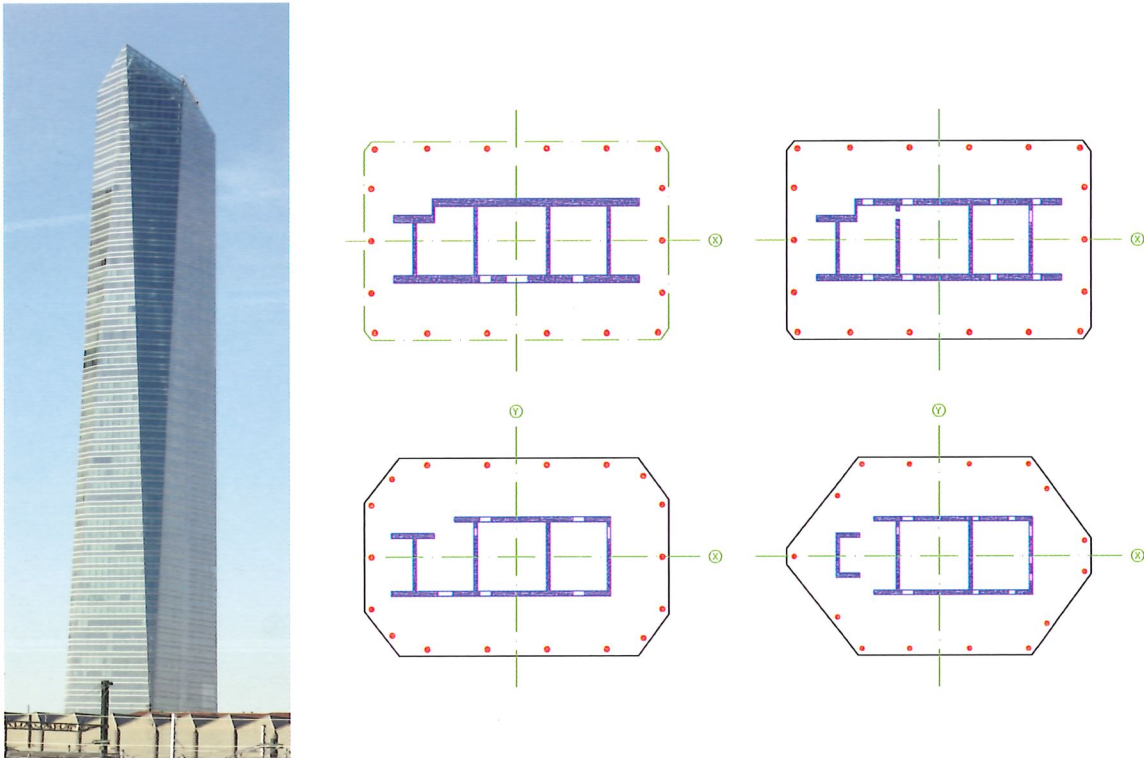


Figure 15: Torre de Cristal with typical floor plan at basement, low-, mid- and high-rise level
Figura 15: Torre de Cristal con plantas tipo de sótano y zonas inferior, media y superior

Structure

The vertical structure is composed of a large reinforced concrete core and composite perimeter columns. A C45/55 concrete quality is employed in all supports and throughout the entire building height.

A composite metal deck floor constitutes the horizontal structure within the core. Outside the core, a precast concrete hollow-core slab is employed with an in-situ concrete topping. The hollow-core planks are supported by steel beams spanning between the core and the columns or perimeter beam.

The building experiences a flexible horizontal support from basement level 2, constituted by the perimeter slurry walls. Part of the shear in the building structure is transmitted to the slurry walls by means of the diaphragm action of the basement floors.

The deep foundation system is composed by 20 m deep, load bearing, reinforced concrete slurry walls and a 1,5 m thick reinforced concrete slab at basement level 6.

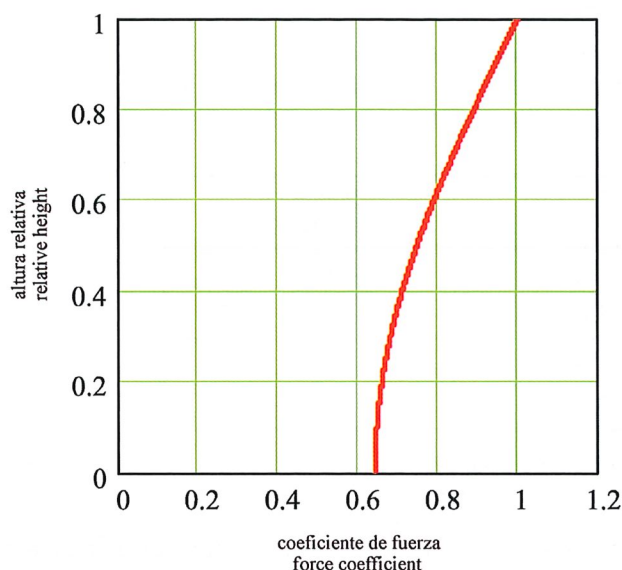


Figura 14: Coeficiente de fuerza
Figure 14: Force coefficient

La reducción progresiva de la superficie de la planta a lo largo de la altura reduce la masa modal y por ello el periodo de vibración natural. La flexibilidad del edificio, notable en los períodos relativamente altos en la Tabla 2, está condicionada por la masa elevada de los forjados macizos de hormigón armado.

4.2 TORRE DE CRISTAL

Arquitectura

El edificio tiene una planta rectangular en la parte inferior con dimensiones aproximadas de 49 m x 33 m cambiando la geometría hacia la coronación del edificio en un hexágono irregular (Figura 15). La altura sobre rasante es aproximadamente 249 m, mientras que bajo rasante se extienden seis niveles de sótano hasta una profundidad de 19 m.

Estructura

La estructura vertical consta de un gran núcleo central de hormigón armado y pilares perimetrales mixtos. Se ha empleado HA-45 en el núcleo y en los pilares en toda la altura del edificio.

La estructura horizontal se resuelve en el exterior del núcleo mediante placas alveolares con capa de compresión, siendo la solución estructural adoptada dentro del núcleo un forjado mixto de chapa metálica y hormigón. Las placas alveolares apoyan en vigas metálicas conectadas rígidamente al núcleo, los pilares perimetrales y la viga de borde.

Los muros pantalla perimetrales constituyen un apoyo horizontal flexible a la torre a partir del nivel de sótano 2, mediante el efecto diafragma de los forjados de sótano.

La cimentación es de tipo profundo mediante pantallas portantes de hormigón armado de 20 m de profundidad en combinación con una losa de hormigón armado de 1,5 m de espesor al nivel de sótano 6.

Características resistentes ante la acción del viento

El sistema de rigidización frente a las cargas del viento está constituido básicamente por el núcleo central. La contribución de los pilares a la rigidez lateral es modesta, siendo aproximadamente entre un 5% en dirección X y un 10% en dirección Y. La influencia del efecto P-delta en la rigidez lateral es de un 2% y 7% en la dirección X y Y respectivamente.

Lateral load resisting characteristics

The central core is the main lateral load resisting element. The contribution of the columns to the lateral building stiffness is small, being approximately 5% in x-direction and 10% in y-direction. The obtained P-delta effect for Torre de Cristal is 2% and 7% in the x and y-direction respectively.

mode modo	frequency [Hz] frecuencia [Hz]	period [s] periodo [s]
Y_1	0,156	6,43
X_1	0,296	3,38
Y_2	0,769	1,30
T_1	0,818	1,22

Table 3: Vibration frequencies
Tabla 3: Frecuencias de vibración

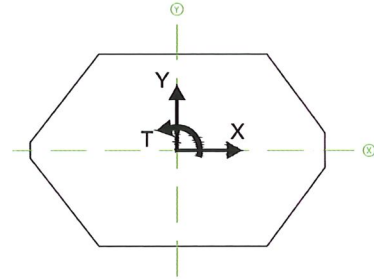


Figure 16: Axes definition
Figura 16: Definición de ejes

From a structural viewpoint, the orientation of the core is not optimal, because the building structure has the largest lever arm in the x-direction in which the building is less excited by the wind action. As a consequence, the building's lateral stiffness in y-direction (subjected to the highest wind loads) is approximately 3,6 times smaller than in the perpendicular direction. The effect of this architectural condition is reflected in Table 3.

The force coefficient throughout the building height is illustrated in Figure 17.

4.3 TORRE SACYR VALLEHERMOSO

Architecture

Torre Sacyr Vallehermoso is characterised by its uniform geometry, composed of three arcs of a circle. The total building height is 232 m and the largest in-plan dimension is approximately 46 m. A six-level parking basement is located below ground level with a total depth of approximately 21 m. The lower two-third of the building is designed to house a hotel and the upper one-third to accommodate offices. Figure 18 presents a typical floor plan of a basement, low-, mid- and high-rise section.

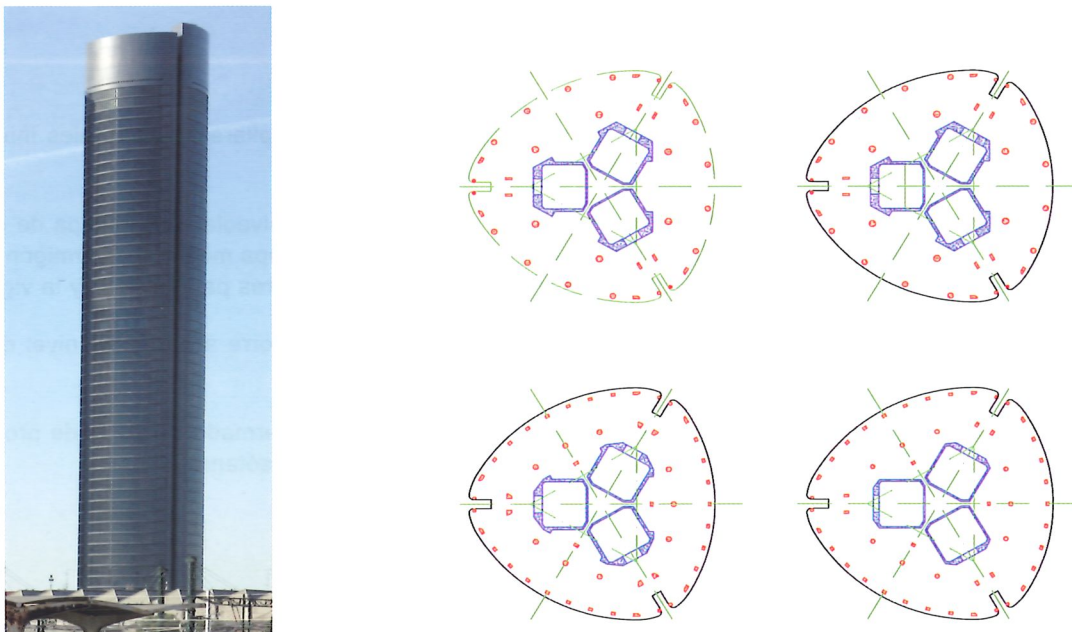


Figure 18: Torre Sacyr Vallehermoso with typical floor plan at basement, low-, mid- and high-rise level
Figura 18: Torre Sacyr Vallehermoso con plantas tipo de sótano y zonas inferior, media y superior

Los condicionantes arquitectónicos del proyecto han conducido a que la disposición del núcleo no sea la mejor del punto de vista estructural, ya que tiene el brazo mecánico mayor en la dirección X, en la que la excitación del viento es menor. En consecuencia, el edificio tiene una rigidez lateral en la dirección Y, más afectada por el viento, aproximadamente 3,6 veces menor que la rigidez en la dirección perpendicular como queda reflejado en la Tabla 3.

La Figura 17 muestra gráficamente la evolución con la altura del coeficiente de fuerza.

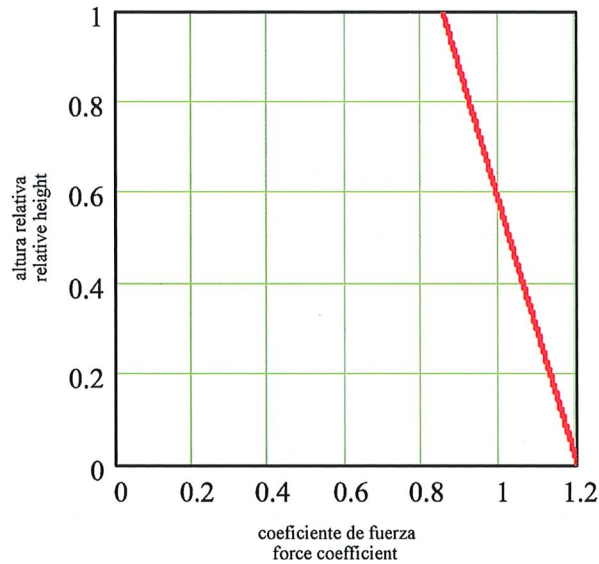


Figura 17: Coeficiente de fuerza
Figure 17: Force coefficient

4.3 TORRE SACYR VALLEHERMOSO

Arquitectura

Esta torre está caracterizada por su geometría uniforme, constituida en sección por tres arcos de circunferencia. La altura sobre rasante del edificio es 232 m y en planta tiene una dimensión máxima de aproximadamente 46 m. La subestructura consiste de seis niveles de sótano comprendiendo una profundidad total de 21 m. Los dos tercios inferiores del edificio están destinados a albergar un hotel, mientras que la parte superior está destinada a oficinas. En la Figura 18 se observan los planos de una planta tipo de sótano y las zonas inferior, media y superior.

Estructura

La estructura vertical está compuesta por un núcleo central y dos anillos de pilares mixtos o de hormigón armado. El núcleo de hormigón armado está formado en sección por tres cuadrados interconectados por dinteles. En la estructura del núcleo compuesto se ha empleado HA-45 y HA-30 mientras que en los pilares se ha adoptado HA-70, HA-45 y HA-30 en orden ascendente.

La estructura horizontal se resuelve mediante un forjado mixto de chapa colaborante y un forjado macizo de hormigón armado en el exterior y en el interior del núcleo respectivamente. El forjado de chapa colaborante apoya en un entramado de vigas metálicas conectadas al mismo mediante pernos. La conexión de las vigas con el núcleo y con los pilares permite la rotación en su plano.

El edificio dispone de un cinturón de rigidez en la parte superior del edificio que conecta seis pilares del anillo interior al núcleo central (Figura 19) mediante pantallas de hormigón armado con una altura de 5,0 m. Estos seis pilares se encuentran parcialmente suspendidos del núcleo debido a la elevada inercia de las pantallas que

Structure

The vertical structure is principally composed of a central reinforced concrete core and two rings of reinforced concrete or composite columns. The complex core structure consists of three interconnected square-shaped cores. In ascending order, concrete qualities C45/55 and C30/37 are adopted in the core structure, while C70/85, C45/55 and C30/37 are employed in the columns.

A composite metal deck floor with composite beams, and a uniform reinforced concrete plate constitutes the floor system inside and outside the core respectively. The metal deck is supported by steel beams and girders and the concrete slab is connected to these beams by means of welded studs. The girders are considered to be pin connected to the vertical supports.

One of the upper mechanical levels accommodates a 5 m high reinforced concrete outrigger structure, as shown in Figure 19. The six connected columns are suspended from the core because of the large flexural stiffness of the outrigger. Part of the load acting on the storeys below the outrigger is, therefore, transmitted to the core.

The wind-induced shear in the building structure is partly transmitted to the perimeter slurry walls by means of the diaphragm action of the basement floors.

The shallow foundation system is a 4 m thick post-tensioned reinforced concrete slab.

Lateral load resisting characteristics

The lateral building stiffness is largely attributed to the central core. The outrigger structure activates six columns of the interior ring as a result of the core rotation. The stiffness distribution between the core and the columns is approximately 85% - 15%. The contribution of the outrigger structure is relatively modest, because of a non-optimum vertical and in-plan location. For a given geometry, the optimum outrigger location depends of the stiffness relation between the core, the outrigger and the columns connected to the outrigger. However, in general it can be stated that single-outrigger optimum locations are comprised between 0,6 H and 0,7 H. As far as the in-plan location is concerned, only one pair of columns effectively increases the lever arm in each principal direction.

The thirist three vibration frequencies of Torre Sacyr Vallehermoso are listed in Table 4. In both translational directions a P-delta effect of around 9% was found.

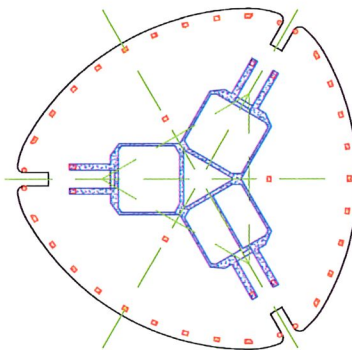


Figure 19: Outrigger structure
Figura 19: Cinturón de rigidez

The aerodynamic, almost circular, geometry of the building results in a constant force coefficient of 0,71. The calculation of the wind-induced structural response has not accounted for the, possibly positive, effect of the façade's porosity.

4.4 TORRE CAJA MADRID

Architecture

The office building Torre Caja Madrid has a total height of 250 m above grade, whereas the five-level basement

componen el cinturón de rigidez. Por lo tanto, el cinturón transmite parte de la carga actuando en las plantas por debajo de éste al núcleo.

mode modo	frequency [Hz] frecuencia [Hz]	period [s] periodo [s]
X_1	0,131	7,65
Y_1	0,135	7,39
T_1	0,402	2,49

Tabla 4: Frecuencias de vibración
Table 4: Vibration frequency

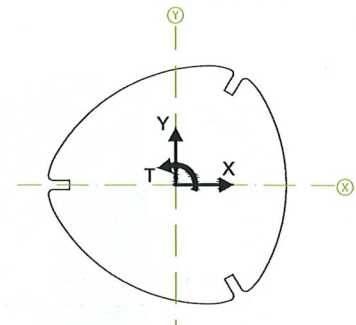


Figura 20: Definición de ejes
Figure 20: Axes definition

A partir del nivel de sótano 2 la torre dispone de un apoyo horizontal flexible debido a los muros pantallas perimetrales y el efecto diafragma de los forjados de sótano.

La cimentación es de tipo superficial y se resuelve mediante una losa de hormigón postesada de 4,0 m de canto.

Características resistentes ante la acción del viento

El núcleo es el elemento básico de rigidez lateral. El cinturón activa seis pilares del anillo interior por el giro del núcleo aumentando así dicha rigidez lateral, siendo la distribución entre el núcleo y estos pilares aproximadamente 85% - 15%. La contribución del cinturón de rigidez es relativa, debido a que la disposición en planta y en altura del mismo no es del todo óptima. La posición óptima en altura depende, para una geometría dada, de la relación entre las rigideces correspondientes al núcleo, al cinturón de rigidez y los pilares conectados mediante el mismo. Sin embargo, por general la posición óptima se encuentra entre 0,6 H y 0,7 H para valores habituales de las citadas relaciones. En cuanto a la posición en planta existen solamente dos pilares aumentando eficazmente el brazo mecánico por cada dirección principal.

La Tabla 4 presenta las frecuencias de los tres primeros modos de la Torre Sacyr Vallehermoso. Se han obtenido valores del efecto P-delta de aproximadamente 9% en ambas direcciones traslacionales

La geometría, casi circular, del edificio conduce a un coeficiente de fuerza de 0,71, constante a lo largo de la altura. No se ha considerado el efecto, posiblemente beneficioso, de la porosidad de la fachada.

4.4 TORRE CAJA MADRID

Arquitectura

La torre Caja Madrid tiene una altura sobre rasante de 250 m, mientras que la subestructura consiste de cinco niveles de sótano, encontrándose el nivel inferior a una profundidad aproximada de 18 m. Este edificio de oficinas se caracteriza por dos núcleos laterales, soportando el edificio entero, y un remate en forma de arco dispuesto en la coronación del edificio. Las dimensiones en planta son aproximadamente 53 m x 43 m. La Figura 21 muestra las plantas tipo del sótano y las zonas inferior, media y superior del edificio de oficinas.

Estructura

La estructura vertical principal está constituida por dos núcleos laterales de hormigón armado. Entre estos núcleos se

extends to approximately 18 m below ground level. The appearance of the building is determined by two lateral cores, supporting the entire building, connected at the top by an arch-like steel structure. The approximate dimensions of a typical cross section are 53 m x 43 m. Figure 21 shows four typical floor plans of a basement, low-, mid- and high-rise section.

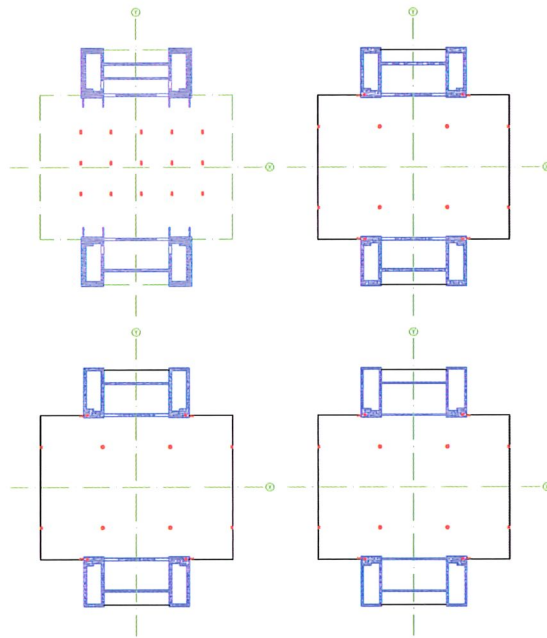
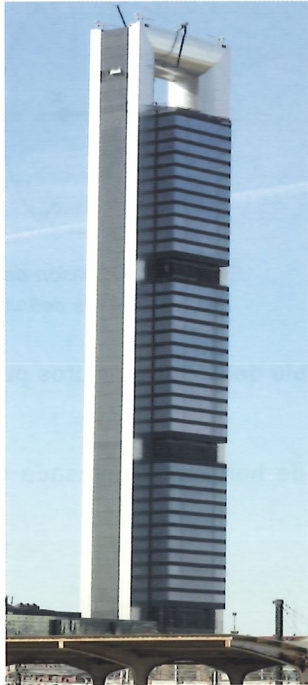


Figure 21: Torre Caja Madrid with typical floor plan at basement, low-, mid- and high-rise level
 Figura 21: Torre Caja Madrid con plantas tipo de sótano y zonas inferior, media y superior

Structure

Two reinforced concrete cores constitute the primary vertical structure, between which three office blocks are supported by three steel trusses spanning between the lateral cores. These two-storey high trusses are efficiently located at mechanical levels. The employed concrete quality in the cores varies between C55/67, C50/60 and C40/50.

The secondary trusses, depicted in Figure 22 in horizontal sense, support each of the eight columns. The loads from these columns are transmitted to the lateral cores by means of the primary trusses, as illustrated in Figure 23 and 24 taken from reference [6].

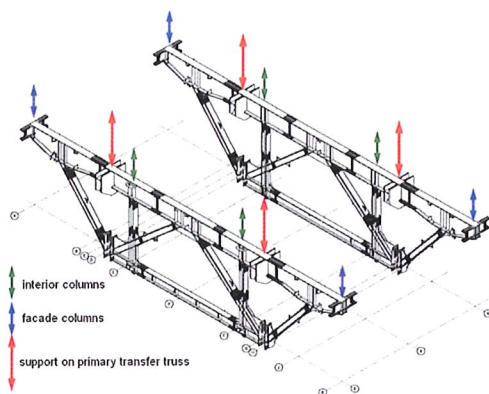


Figure 23: Secondary transfer truss [6]

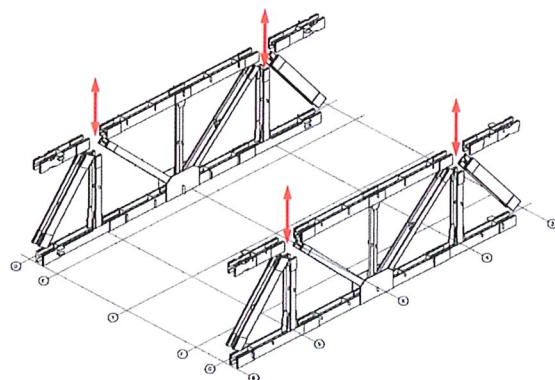


Figure 24: Primary transfer truss [6]

encuentran tres bloques de pisos de oficina apoyados en tres grandes cerchas metálicas. Se aprovecha las plantas técnicas del edificio para la colocación de estas cerchas con una altura equivalente de dos pisos. Se ha empleado hormigón tipo HA-55, HA-50 o HA-40 a lo largo de la altura del edificio.

Las cerchas metálicas secundarias, en la Figura 22 en sentido horizontal, constituyen el apoyo de los pilares mientras que las cerchas principales transmiten la carga a los núcleos laterales (las figuras 23 y 24 tomadas de la referencia [6]).

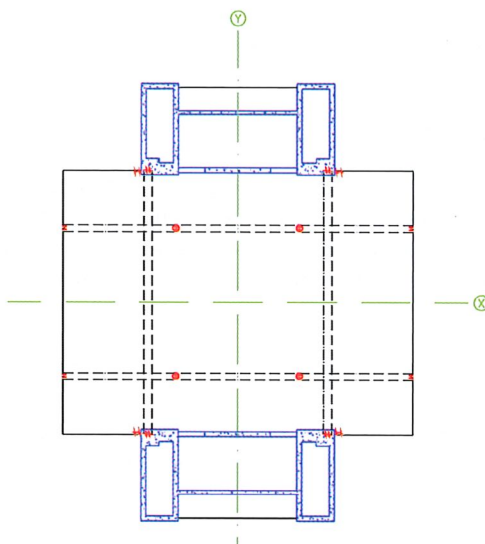


Figura 22: Cerchas metálicas
Figure 22: Steel transfer trusses

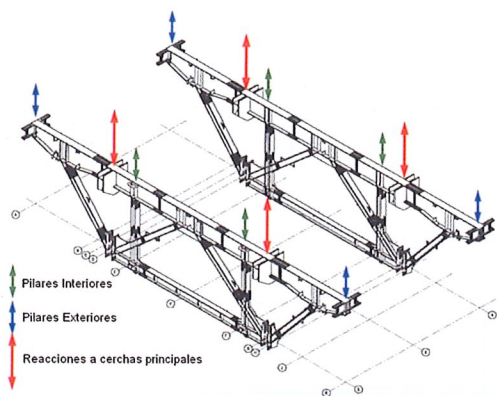


Figura 23: Cercha secundaria [6]

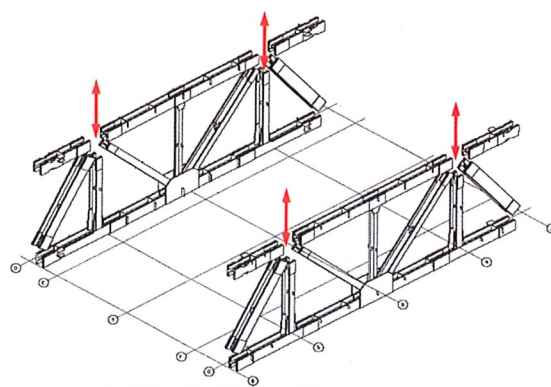


Figura 24: Cercha principal [6]

La estructura horizontal secundaria se resuelve mediante un forjado mixto de chapa colaborante con hormigón ligero. Los forjados del núcleo están formados por macizos de 400 mm de canto con excepción de los forjados que conectan los núcleos con los cordones de las cerchas metálicas, los cuales se ejecutan con una losa postesada de 1,9 m de canto. En la coronación se encuentra una estructura metálica que compatibiliza los desplazamientos de ambos núcleos en la dirección Y.

La torre cuenta con un apoyo horizontal flexible a partir de la planta baja. A partir de este nivel los forjados del sótano transmiten el cortante en la torre a los muros perimetrales mediante el efecto diafragma los mismos.

La transmisión de las cargas al terreno se resuelve mediante una losa de hormigón armado de 5,0 m de canto.

A composite metal deck floor with a light-weight concrete slab constitutes the secondary horizontal structure. Uniform, 400 mm thick, reinforced concrete plates are typically employed inside the core. At levels where the truss chords frame into the lateral cores, a 1,9 m thick post-tensioned reinforced concrete floor is adopted. The steel structure at the top of the building is pin connected to the cores, because of which it does not transmit any bending moments.

The diaphragm action of the basement floors, in combination with the large in-plane stiffness of the slurry walls around the plot, results in a flexible horizontal support from ground level.

The loads from the building are transmitted to the soil by means of a 5,0 thick reinforced concrete foundation slab.

Lateral load resisting characteristics

The bending-dominated lateral load resisting system in x-direction is composed of the two concrete cores. In y-direction, a megaframe behaviour is obtained due to the rigidly connected transfer trusses; about 60% of the stiffness in y-direction is attributed to this frame action. Note that the top steel structure does not have any influence on the global frame action. P-delta effects were found to be rather small, being 4% and 5% respectively in the x and y-direction.

The frequencies of the first three harmonic vibrations are provided in Table 5.

The x-direction is the governing wind direction, having the highest fundamental period and wind excitation. The force coefficient is constant along the building height and equals 1,20.

5. RESULTS

This Chapter presents and discusses the results obtained in this study. The 50-year along-wind displacements and the 5 and 10-year along-wind accelerations are provided in section 5.1 and 5.2 respectively.

5.1 LATERAL DISPLACEMENTS

Along-wind displacements, with a return period of 50 years, have been computed for the governing wind direction of each building. The structural and aerodynamic damping has been estimated according to Eurocode 1. Total damping values of approximately 2% of critical have been obtained for all buildings in the governing wind direction.

The resulting size and dynamic factors, as defined in expression (3), are listed in Table 6.

	c_s [-]	c_d [-]
Torre Espacio	0,84	1,12
Torre de Cristal	0,84	1,10
Torre Sacyr Vallehermoso	0,85	1,16
Torre Caja Madrid	0,84	1,06

Table 6: Size and dynamic factor

Tabla 6: Coeficiente de superficie y de amplificación dinámica

The first column represents the spatial average of the peak wind gusts acting on the building surface. Practically the same values are found for all buildings which is explained by their similar global dimensions.

Características aerodinámicas

En la dirección X el comportamiento estructural es de un simple pilar en voladizo constituido por los dos núcleos laterales. La rigidez lateral en la dirección Y está dotada por un pórtico global; los dos núcleos laterales sirven de pilares mientras las tres cerchas metálicas sirven de dinteles. El arco en la coronación del edificio no transmite momentos flectores por lo que funciona simplemente como puntal. El efecto pórtico constituye aproximadamente el 60% de la rigidez lateral del edificio en la dirección Y. El efecto P-delta para la Torre Caja Madrid no es muy importante debido a la elevada rigidez lateral del edificio, habiéndose obtenido valores del 4% y 5% en la dirección X y Y respectivamente.

La Tabla 5 contiene las tres primeras frecuencias.

modo mode	frecuencia [Hz] frequency [Hz]	periodo [s] period [s]
X_1	0,185	5,41
Y_1	0,187	5,35
T_1	0,487	2,05

Tabla 5: Frecuencias de vibración
Table 5: Vibration frequencies

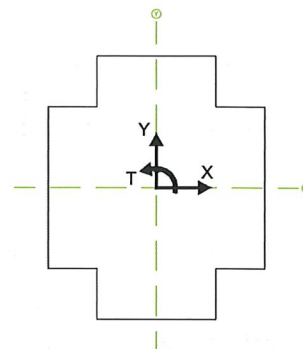


Figura 25: Definición de ejes
Figure 25: Axes definition

La dirección del viento condicionante es la dirección X ya que tiene el mayor periodo de vibración fundamental y mayor excitación del viento en este sentido. El coeficiente de fuerza equivale a 1,20 y es constante en toda la altura.

5. RESULTADOS

En este Capítulo se presentan los resultados del estudio desarrollado. Se exponen los resultados en los apartados 5.1 y 5.2 por lo que se refiere a los desplazamientos y las aceleraciones respectivamente en la dirección del viento.

5.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Se han calculado los desplazamientos laterales debidos a un viento con un periodo de retorno de 50 años en la dirección condicionante del viento. Para este periodo de retorno se han estimado los amortiguamientos estructural y aerodinámico de los edificios, siguiendo las recomendaciones del Eurocódigo, habiéndose obtenido valores del amortiguamiento total aproximadamente del 2% del valor crítico en todos los casos.

Se presentan los coeficientes dinámicos y de superficie, como definidos en la expresión (3), en la Tabla 6.

El coeficiente en la primera columna, representando el promedio espacial de la presión de pico actuando en la superficie expuesta, es prácticamente igual para los cuatro edificios, lo cual era de esperar ya que las dimensiones globales son muy similares.

El coeficiente de amplificación dinámica demuestra una dispersión considerable entre los edificios analizados. La amplificación dinámica depende del amortiguamiento, el periodo fundamental y de las dimensiones del edificio en relación con la longitud media de la turbulencia del viento. Siendo el amortiguamiento, las dimensiones globales y las características del viento (prácticamente) iguales, las diferencias en la amplificación dinámica se explican por las diferencias entre los periodos fundamentales correspondientes.

En la Figura 26 se observan los coeficientes de fuerza correspondientes a los cuatro edificios. En la Figura 27 se

The dynamic factor, however, shows considerable variation among the analysed tall buildings. The dynamic amplification depends on the damping, the fundamental period and the building dimensions in relation to the mean length of turbulent vortices. Because damping, global dimensions and turbulence characteristics are practically equal, the variation in dynamic amplification reflects the differences between the earlier reported fundamental vibration periods.

Figure 26 depicts the force coefficient profile for each building, while Figure 27 provides the 50-year equivalent static wind load per unit length as applied to the finite element models.

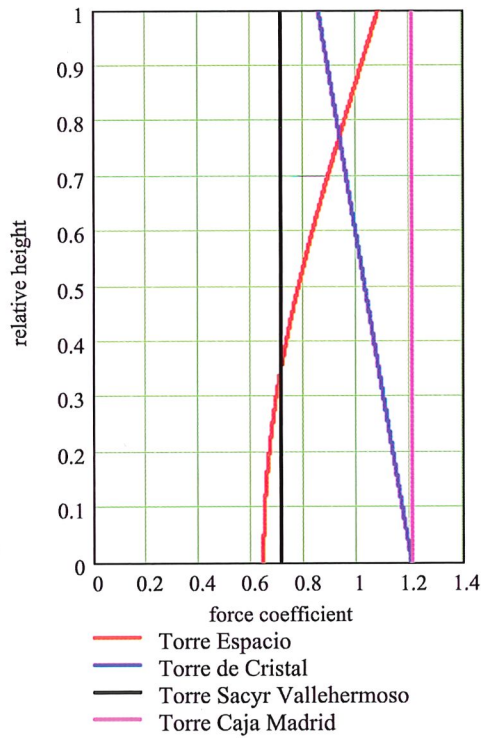


Figure 26: Force coefficient

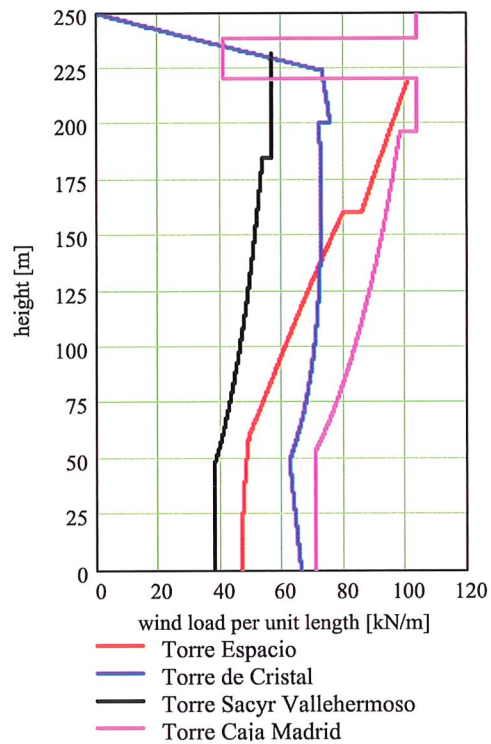


Figure 27: Equivalent static wind load

Figure 27 demonstrates the aerodynamic design of Torre Sacyr Vallehermoso, being subjected to a relatively low wind load despite experiencing the highest dynamic amplification. The contrary holds for Torre Caja Madrid; it experiences the highest wind excitation in spite of undergoing the smallest dynamic amplification.

Torre Espacio's wind load diagram is characterised by an increasing force coefficient with height, whilst the geometry of Torre de Cristal becomes more aerodynamic with increasing height.

Table 7 provides the calculated lateral displacements and the drift ratio for each building.

	height [m] altura [m]	displacement [m] desplazamiento [m]	ratio [-]
Torre Espacio	219	0,449	488
Torre de Cristal	210	0,315	666
Torre Sacyr Vallehermoso	232	0,249	931
Torre Caja Madrid	220	0,189	1.164

Table 7: 50-year lateral displacements

Tabla 7: Desplazamientos laterales para un periodo de retorno de 50 años

muestra la carga estática equivalente con un periodo de retorno de 50 años, según la formula (3), tal y como se ha aplicado a los modelos de elementos finitos.

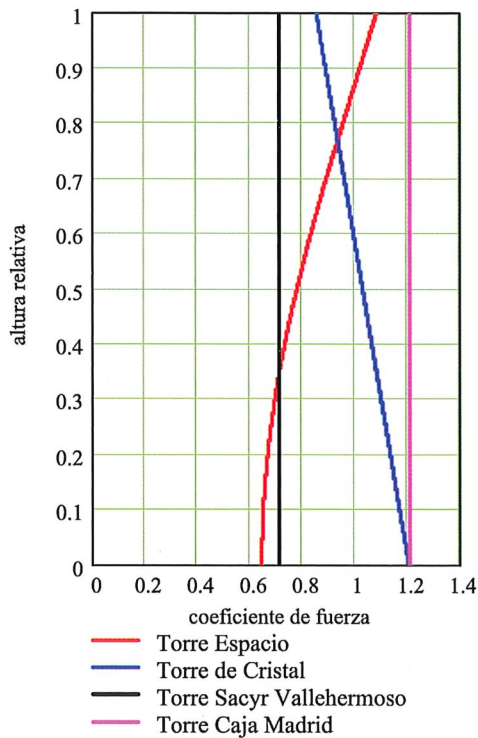


Figura 26: Coeficiente de fuerza

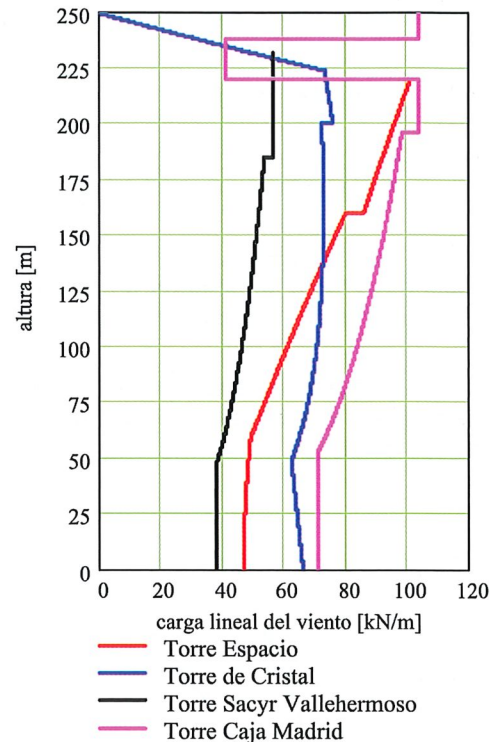


Figura 27: Carga estática equivalente del viento

La Torre Sacyr Vallehermoso experimenta la menor excitación del viento a pesar de tener el coeficiente de amplificación dinámica más alto, lo que se debe a la geometría aerodinámica de la misma. En la Torre Caja Madrid ocurre justamente lo contrario: debido a su geometría poco aerodinámica se ve sometida a la mayor carga del viento a pesar de tener el periodo fundamental más bajo.

El diagrama de la carga estática equivalente de la Torre Espacio se caracteriza por un coeficiente de fuerza que se incrementa con la altura, mientras que el coeficiente de fuerza de la Torre de Cristal se reduce a lo largo de su altura.

En la Tabla 7 se presentan los desplazamientos laterales de los cuatro edificios.

Se han calculado los desplazamientos globales entre rasante y un nivel en la parte superior de los edificios a partir de la cual los desplazamientos no pueden causar daños significativos.

Cabe destacar en relación al desplazamiento global de la Torre Espacio que el valor máximo de los desplazamientos laterales entre pisos es aproximadamente $H/420$.

5.2 ACELERACIONES LATERALES

Para evaluar el confort de los usuarios se ha calculado la aceleración horizontal en el piso superior. Se ha calculado el valor cuadrático medio de las aceleraciones debido a un viento con un periodo de retorno de 5 años así como las aceleraciones de pico con un periodo de retorno de 10 años.

El amortiguamiento de la estructura depende, entre otras cosas, del desplazamiento de la misma, por lo que no se ha adoptado el mismo valor del amortiguamiento para vientos con un periodo de retorno de 50 años y 10 o 5 años. En este segundo caso el cálculo de las aceleraciones se ha realizado para un valor del amortiguamiento total de 1% del valor crítico para los cuatro edificios.

The displacements are calculated between grade and a high-rise storey above which excessive displacements cannot cause any significant damage.

It is noted that maximum inter-storey drifts of $H/420$ have been computed for Torre Espacio.

5.2 LATERAL ACCELERATIONS

The horizontal acceleration at the top occupied floor has been adopted in this study to assess the human comfort. Both 5-year rms accelerations and 10-year peak accelerations have been calculated.

The structural damping depends, among other things, on the expected building sway because of which different damping values have to be adopted for 50, 10 and 5-year winds. For the latter two return periods, a total damping value of 1% of critical has been employed for all four buildings.

The acceleration diagrams as a function of the building height are shown in Figure 28 and 29. The 5-year root-mean-square acceleration is presented in Figure 28, whereas Figure 29 provides the 10-year peak acceleration diagram for each building.

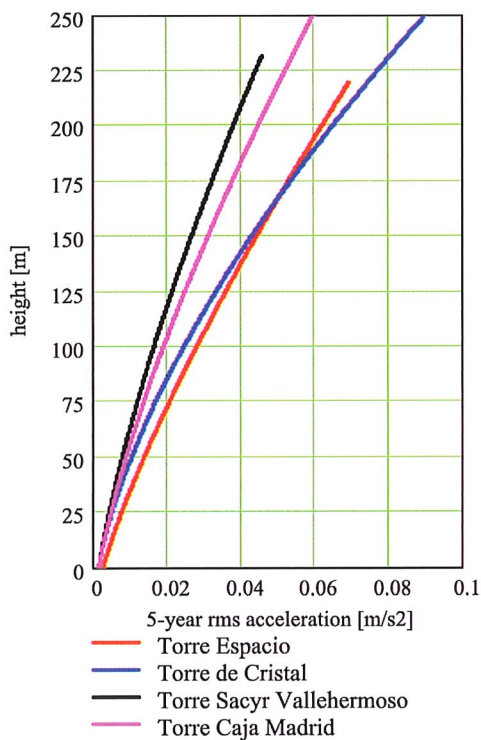


Figure 28: 5-year rms acceleration

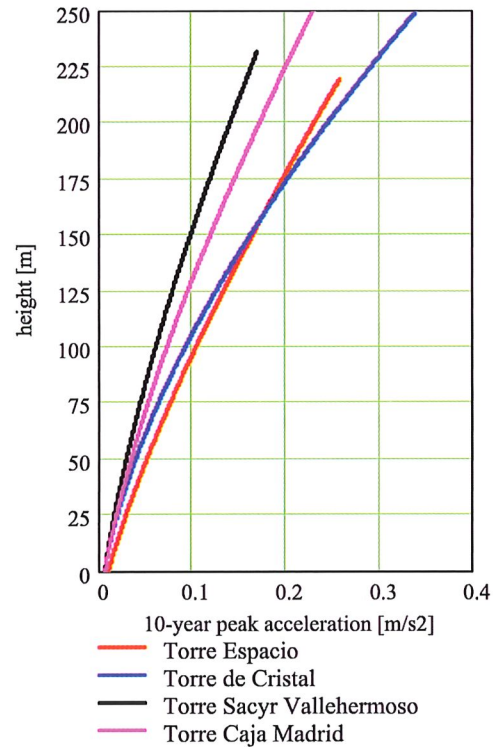


Figure 29: 10-year peak acceleration

Along-wind accelerations at the top occupied floor for a 5 and 10 year recurrence interval are listed in Table 8.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their sincere gratitude to the following persons for their collaboration and kindness with which they responded to our questions: Jesús Javier Mateos Hernández-Briz, Technical Director of FCC Construcción, José Ignacio Viñals Millán, Large Account Director of Otep Internacional, and finally Miguel Gómez Navarro, Technical Director of MC-2 Estudio de Ingeniería.

En las figuras 28 y 29 se presentan los diagramas de la aceleración en función de la altura para cada una de las torres. La Figura 28 expone el valor cuadrático medio de la aceleración para un periodo de retorno de 5 años, mientras que la Figura 29 presenta las aceleraciones de pico para un periodo de retorno de 10 años.

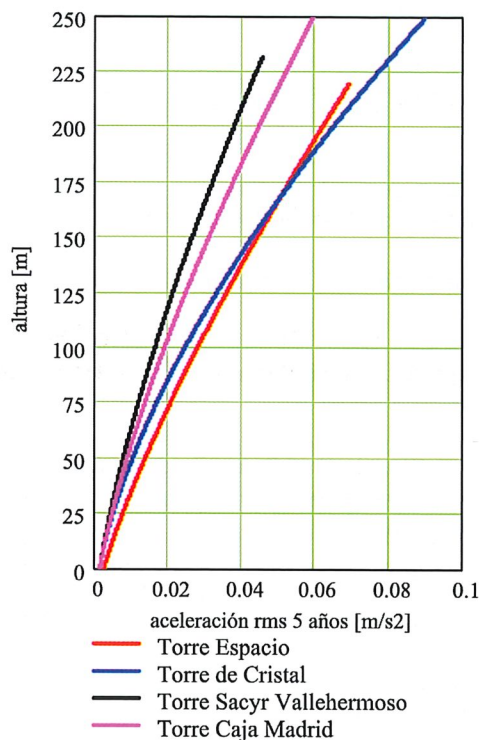


Figura 28: Aceleración rms para un periodo de retorno de 5 años

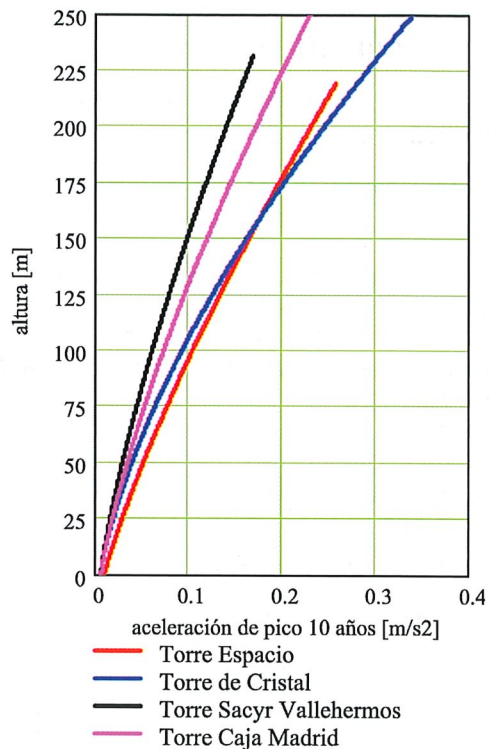


Figura 29: Aceleración de pico para un periodo de retorno de 10 años

En la Tabla 8 se aprecian las aceleraciones inducidas en el piso superior ocupado en términos del valor cuadrático medio con periodo de retorno de 5 años y el valor de pico con periodo de retorno de 10 años.

	altura [m] height [m]	5 años [m/s ²] 5 year [m/s ²]	a _{10 años} [m/s ²] a _{10 year} [m/s ²]
Torre Espacio	204	0,063	0,235
Torre de Cristal	210	0,073	0,263
Torre Sacyr Vallehermoso	196	0,037	0,136
Torre Caja Madrid	210	0,049	0,189

Tabla 8: Aceleraciones laterales para un periodo de retorno de 5 y 10 años

Table 8: 5 and 10-year lateral accelerations

6. AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer D. Jesús Javier Mateos Hernández-Briz, Director del Servicio de Asistencia Técnica a Obra de FCC Construcción, D. José Ignacio Viñals Millán, Director del Departamento de Grandes Cuentas de Otep Internacional, y D. Miguel Gómez Navarro, Director Técnico de MC-2 Estudio de Ingeniería, por su colaboración y por la amabilidad con la que han contestado a nuestras consultas.

7. REFERENCES

1. Boggs, D, *Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or rms?* July 1995. www.cppwind.com/support/papers/papers/structural/PEAKvsRMS.pdf.
2. Chen, P.W. y L.E. Robertson, *Human perception thresholds of horizontal motion*. Journal of the Structural Division, August 1972, pp.1681-1695.
3. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, *Tall buildings in numbers. Tall buildings in the world: past, present & future*. CTBUH Journal, 2 (2008), pp.40-41.
4. European Committee for Standardization, *EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind Actions*. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
5. Hansen, R.J et al., *Human response to wind-induced motion of buildings*. Journal of the Structural Division, July 1973, pp.1589-1605.
6. Hormigón y acero, *Edificios altos de Cuatro Torres Business Area*, Hormigón y acero V. 59 nº 249, July – September 2008.
7. International Organization for Standardization, *International Standard ISO 6897-1984. Guidelines for the evaluation of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz)*. Switzerland: International Organization for Standardization, 1984.
8. Irwin, A.W., *Human response to dynamic motion of structures*. The Structural Engineer, V56A, No. 9 (1978), pp.237-244.
9. Isyumov, N., *Criteria for acceptable wind-induced motions of tall buildings*. International conference on tall buildings. Rio de Janeiro: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1993.
10. Ministerio de Fomento, *Norma básica de la edificación NBE AE-88: Acciones en la edificación*. 6th edition. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 1999.
11. Tamura, Y. et al., *Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings*, Structures & Buildings, 159 Issue SB5, pp.283-293.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. Boggs, D, *Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or rms?* Julio 1995. www.cppwind.com/support/papers/papers/structural/PEAKvsRMS.pdf.
2. Chen, P.W. & L.E. Robertson, *Human perception thresholds of horizontal motion*. Journal of the Structural Division, Agosto 1972, pp.1681-1695.
3. Council on Tall Buildings and Urban Habitat, *Tall buildings in numbers. Tall buildings in the world: past, present & future*. CTBUH Journal, 2 (2008), pp.40-41.
4. European Committee for Standardization, *EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind Actions*. Bruselas: European Committee for Standardization, 2005.
5. Hansen, R.J et al., *Human response to wind-induced motion of buildings*. Journal of the Structural Division, Julio 1973, pp.1589-1605.
6. Hormigón y acero, *Edificios altos de Cuatro Torres Business Area*. Hormigón y acero, V. 59 nº 249, Julio - Septiembre 2008.
7. International Organization for Standardization, *International Standard ISO 6897-1984. Guidelines for the evaluation of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz)*. Suiza: International Organization for Standardization, 1984.
8. Irwin, A.W., *Human response to dynamic motion of structures*. The Structural Engineer, V56A, No. 9 (1978), pp.237-244.
9. Isyumov, N., *Criteria for acceptable wind-induced motions of tall buildings*. International conference on tall buildings. Rio de Janeiro: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1993.
10. Ministerio de Fomento, *Norma básica de la edificación NBE AE-88: Acciones en la edificación*. 6ª edición. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 1999.
11. Tamura, Y. et al., *Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings*. Structures & Buildings, 159 Issue SB5, pp.283-293.

Relación de Personal Titulado de INTEMAC

Arquitectos

Benito Díez, María Pilar
Fernández Sáez, Ana María
Fraile Mora, Serafin
González Balseyro, María José
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio
Luzón Cánovas, José M^a
Sánchez Arroyo, Jesús M^a
Sevilla Bombín, Esther María
Sicilia Mañá, Beatriz

Ingenieros Aeronáuticos

Alonso Gordo, Ana
* París Loreiro, Angel
Moreno Toriz, Juan José

Ingenieros de Caminos

Baena Alonso, Eva
* Barrios Corpa, Jorge
Barrios Corpa, Roberto
Brandán Gordillo, Rubén
* Calavera Ruiz, José
Calderón Bello, Enrique
Castillo Fernández, Luis Javier
Corbacho Vicioso, José Angel
Cortés Bretón, Juan María
Corral Folgado, Claudio
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier
De la Fuente Gómez, Ana Isabel
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa
Díaz Heredia, Elena
Díaz Lorenzo, Lucía
Díaz Lozano, Justo
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo
Encinar Arroyo, Antonio
* Fernández Gómez, Jaime Antonio
Fernández Montes, David Constantino
García Gil, Jesús Francisco
García de Diego Cano, Eva María
González González, Juan José
González Reyero, Carlos
* González Valle, Enrique
* Hostalet Alba, Francisco
* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M^a
Jiménez Ortiz, Gonzalo
* Ley Urzaiz, Jorge
López Dormal, Mariano
Menéndez Martínez, Laura
Misol Moyano, Carolina
Pérez Blanco, José Luis
Pérez García, Noemí
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén
* Rodríguez Romero, Jesús M^a
Rueda Contreras, Jorge Ladislao
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe
Sanz Pérez, Lorenzo
Tapia Menéndez, José
Torre Cobo, María Carmen
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo
Villanueva Ramírez, Santiago

Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

Ingenieros Civiles

Almeida da Silva, Pedro Miguel
Giarrizzo, Roberto
Teixeira Martins, Hermano Tiago

Ingenieros Geólogos

Catalán Navarro, Antonio
Hernández Alvarez, José Luis

Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

Ingenieros Industriales

* Alvarez Cabal, Ramón Amado
Argüelles Galán, Manuel
Arroyo Arroyo, José Ramón
Bayonne Sopo, Enrique
Borraz López, Alfonso
De la Cruz Morón, Diego
De la Iglesia Rodríguez, Beatriz Marta
Estrada Gómez, Rafael
Gasca Martínez, Antonio
González Carmona, Manuel
Ibañez Mayayo, Miguel
Liébana Ramos, Miguel Angel
López Bravo, Soraya
Mainar Durán, Alejandro
Martos Ojanguren, Víctor
Pou Esquiús, Carles
Ramírez de la Pinta, Rubén
Suárez Fernández, Antonio
* Valenciano Carles, Federico

Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

Ingeniero de Montes

Carrillo Bobillo, Oliva

Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

Licenciado en Biología

González Llanes, José Pelayo

Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel
Tarancón Palomar, Marina

Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

Licenciado en Ciencias Físicas

Salas Roa, Luis David

Licenciada en Ciencias Políticas y de la Administración

Estébanez Morer, Ana María

Licenciados en Ciencias Químicas

Abril Fort, M^a Inmaculada

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 parcial.

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

Licenciado en Derecho

Jarillo Cerrato, Pedro

Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto
Casado Chinarro, Alejandro
Catalán Navarro, Antonio
López Velilla, Oscar
Martín López, Jesús Heliodoro
Tello Gay, Marta
Usillos Espín, Pablo

Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M^a Consuelo

Licenciada en Psicología

Catalá Pellón, Diana

Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M^a
Díaz Lorenzo, Lucía
Fernández Jiménez, Amelia
Jiménez Salado, Borja
Montejano Jiménez, María del Carmen
Muñoz Mesto, Angel
Vicente Minguela, Francisco

Ingeniero Técnico Aeronáutico

Mainar Durán, Alejandro

Ingeniero Técnico Forestal

Carrillo Bobillo, Oliva

Ingeniero Técnico en Informática de Gestión

Esteban Pérez, Ramón

Ingenieros Técnicos Industriales

Alcubilla Villanueva, Rubén
Gil Ginesta, Juan Carlos
Jiménez Rodríguez, José Antonio
Madueño López, Javier
Madueño Moraño, Antonio
Martos Sánchez, Rafael
Moratilla Gómez, José Manuel
Muñoz Gonzalo, Elena
Pérez Berenguer, José Gil

Rodríguez Luque, Ana María
Ruiz Rivera, Rafael
Santos Barrero, Francisco Javier
Villar Riñones, Jesús

Ingeniero Técnico de Minas

Fernández Terán, Francisco Javier
Sillero Arroyo, Andrés

Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Carrero Crespo, Rafael
González Isabel, Germán
González Nuño, Luis
Llort Mac Donald, Daniel
Martínez Vicente, Cristina
Mata Soriano, Juan Carlos
Montiel Sánchez, Ernesto
Muñoz Mesto, Angel
Ortiz del Campo, Natalia
Pérez Zúñiga, Daniel Basilio
Pino Vaquero, José Angel
Rivera Jiménez, Marta
Romero García, Daniel
Rosa Moreno, José Andrés
Rozas Hernando, José Juan
Sánchez Tomé, Elena
Sillero Olmedo, Rafael
Vicente Girón, Susana

Ingenieros Técnicos Topógrafos

Barragán Bermejo, M^a Vicenta
Carreras Ruiz, Francisco
López de Castro, Daniel
López Jiménez, Luis
Molero Vicente, M^a Isabel
Sánchez Martín, María de la O
Torés Campos, Ana M^a

Técnicos en Administración de Empresas

Cebrián Sobrino, M^a José
González del Olmo, M^a de la Peña de F.

Técnico Superior en Internet y Comercio Electrónico

Calavera Vayá, Rafael

Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

Topógrafo

Alquézar Falcoeto, Ricardo

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 parcial.

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 2008: 33€

ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

Cuaderno N° 71

"Impermeabilización de túneles"
Autor: Pablo Usillos Espín

Cuaderno N° 72

"Evaluación del sistema estructural de las cuatro torres de la Castellana (Madrid) frente a la acción del viento"
Autores: Peter Paul Hoogendoorn
Ramón Álvarez Cabal

CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

Cuaderno n° 73

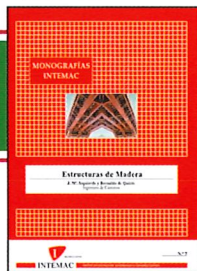
"Estudio experimental de la fisuración en piezas de hormigón armado sometidas a flexión pura"
Autor: Enrique Calderón Bello

Cuaderno n° 74

"Varias experiencias de tramos de ensayo en pedraplenes y rellenos todo-uno"
Autor: Claudio Corral Folgado

Consulte lista completa de la Colección

MONOGRAFÍAS INTEMAC



Publicación de INTEMAC con un carácter eminentemente práctico destinada a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusado en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica correspondientes.

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

"Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón".
Autores: R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M. Rodríguez Romero.
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

"Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo".
Autores: P. López Sánchez, J. M. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez, A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez.
Precio de la Monografía 38 €

MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

"Estructuras de madera".
Autores: J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.
Precio de la Monografía 38 €

NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT



Con independencia de la serie Cuadernos de INTEMAC, de la que se publica un número trimestral, bilingüe en español e inglés, en INTEMAC se producen, con acentuada frecuencia, notas de información sobre aspectos concretos que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna, sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

Las Notas se envían únicamente por correo (pago por transferencia o tarjeta de crédito).

NIT-5 (06)

Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón
J. Calavera Ruiz; A. Delibes; J. M. Izquierdo y Bernaldo de Quirós; G. González Isabel
Edición en español, en color. 12 páginas
P.V.P.: 14 euros

NIT-6 (07)

El previsible descenso de la seguridad en pilares con la entrada en vigor del Eurocódigo EC-2, y la necesidad de un control estricto de la calidad del hormigón en pilares

J. Calavera Ruiz

Edición en español. 10 páginas P.V.P.: 12 euros

VÍDEOS TÉCNICOS Y DVD'S

Muestreo de hormigón fresco. Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

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 - 25 €



Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia.
30 minutos - 25 €



Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm² a 100N/mm², las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
35 minutos - 25 €



Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

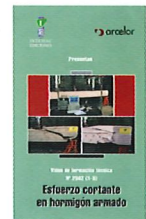
Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
35 minutos - 25 €



Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo.
25 minutos - 25 €



BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

BOLETIN BIBLIOGRAFICO

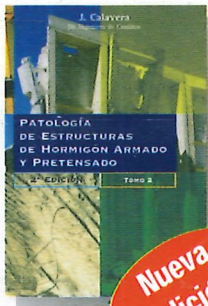
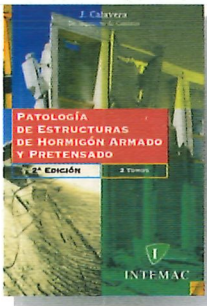
INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

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) 200 €

Consulte otras publicaciones
www.intemac.es



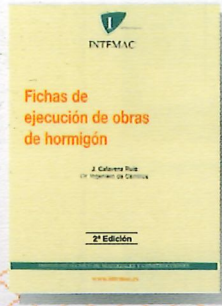
Nueva edición

Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado

2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 135 €



Nueva publicación

Fichas de ejecución de obras de hormigón

2ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 56 €

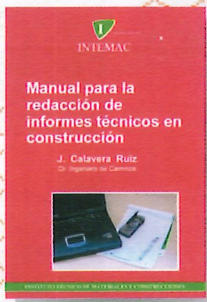


Nueva publicación

Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez,
J. Fernández Gómez, E. González Valle,
F. Rodríguez García

Precio: 113 €



Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Manual de Ferralla

3ª edición

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

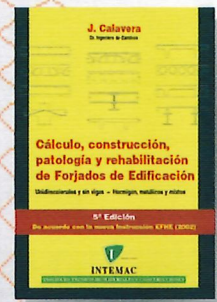
Precio: 45 €



Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle,
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

Precio: 50 €



Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

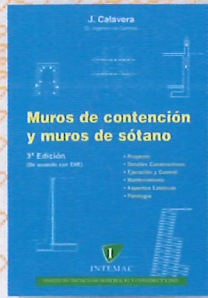
Precio: 113 €



Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel,
F. Hostalet Alba, J. Mª Izquierdo, J. Ley Urzaiz

Precio: 64 €

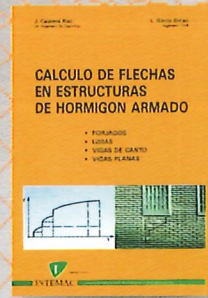


Muros de contención y muros de sótano

3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 80 €



Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)
L. García Dutari (Ingeniero Civil)

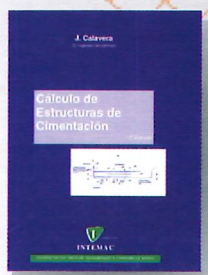
Precio: 53 €



Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 123 € - CD-ROM 198 €

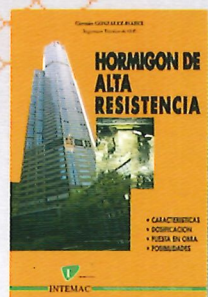


Cálculo de estructuras de cimentación

4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

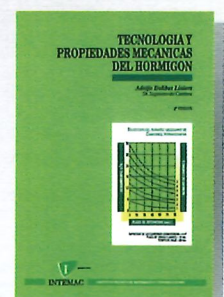
Precio: 80 €



Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 47 €



Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 57 €



INTEMAC

Mario Roso de Luna, 29, Ed. 12 - 28022 MADRID
TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20
e-mail: intemac@intemac.es

www.intemac.es