

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Supervisión externa del proyecto estructural de las obras de rehabilitación, ampliación y exteriores. Nueva estructura de cubiertas y exteriores

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. External Supervision of the Structural Project of the Rehabilitation, Expansion and Exterior Works. New Structure of Roofs and Exteriors

Guillermo Siegrist Ridruejo^{a,*}, Jesús Ortiz Herrera^a y Pedro Díaz Domínguez^a

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Siegrist Ingeniería, S.L.P (Madrid, España).

Recibido el 16 de diciembre de 2024; revisado el 3 de marzo de 2024, aceptado el 4 de mayo de 2025

RESUMEN

En este artículo se expone el *modus operandi* seguido en la supervisión externa del proyecto estructural de la nueva cubierta y edificios exteriores del Estadio Santiago Bernabéu y rehabilitación de las estructuras y cimentaciones existentes. Este trabajo de supervisión se inició en 2019 y finalizó en 2023, por lo cual la descripción completa de sus pormenores requeriría una extensión muy superior a los límites propios de este artículo. Por otra parte, el mismo se integra en un conjunto de comunicaciones donde los autores del proyecto y las diversas ingenierías colaboradoras describen detalladamente el planteamiento, la tipología estructural, el diseño de elementos, los detalles constructivos y el proceso de ejecución de los diferentes subproyectos constituyentes de este gran proyecto. Es claro que no nos corresponde a nosotros replicar dichas exposiciones. Por todo ello, este artículo se ciñe, en primer lugar, a determinadas cuestiones genéricas, como la justificación de la normativa básica del proyecto estructural; y la exposición de determinadas bases del proyecto, especialmente relevantes por su peculiaridad y su trascendencia o repetitividad en diferentes subproyectos, sin agotar el extenso repertorio de cuestiones relacionadas, que, según lo indicado, daría a esta comunicación una extensión desproporcionada. En segundo lugar, se expone la filosofía seguida en esta supervisión, consistente en tratar de aportar valor al proyecto, en concreto optimizando su fiabilidad, pero sin ralentizar la ingente labor de desarrollo del mismo, que debía llevarse a cabo sin retardar la cronología de la obra. En este sentido se aportan unos (muy) pocos ejemplos concretos, siempre con carácter no invasivo del protagonismo que corresponde a los autores del proyecto y del conjunto de sus colaboradores.

PALABRAS CLAVE: Supervisión externa, estructura, cubierta, rehabilitación estructural, optimización, previsión, eurocódigos, vibraciones.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

This article sets out the methodology followed in the external supervision of the structural project for the new roof and exterior buildings of the Santiago Bernabéu Stadium, located in Madrid (Spain), and the rehabilitation of the existing structures and foundations. The work began in 2019 and ended 2023, therefore a comprehensive and complete description would require an extension far beyond the limits of this article. On the other hand, the project is integrated into a set of communications where the authors of the project and the various collaborating engineering firms describe in detail the approach, the structural typology, the design of elements, the construction details and the execution process of the different subprojects that make up this great project. It is clear that it is not up to us to replicate these expositions. For these reasons, this article is limited, first of all, to certain generic issues, such as the justification of the basic regulations of the structural project, and the exposition of certain project bases, especially relevant due to their peculiarity and their significance in different subprojects. This is done without exhausting the extensive repertoire of related issues, which, as cited above, would render this article disproportionate long. Secondly, the philosophy followed in this supervision is described, based on trying to add value to the project, specifically optimizing its reliability, but without slowing down the vast work of its development, which had to be carried out without delaying the chronology of the work. In this sense, a few (very) concrete examples are provided, always with a non-invasive character of the role that corresponds to the authors of the project and the group of their collaborators.

KEYWORDS: External supervision, structure, rigid and retractile deck, structural rehabilitation, optimisation, forecasting, eurocodes, vibrations.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / e-mail: gsierid@ciccp.es (Guillermo Siegrist)

1. INTRODUCCIÓN

Hay un clamor (contenido) entre los proyectistas de estructuras en nuestro país, sobre que la supervisión de los proyectos, en muchos casos, deviene en un mero trámite burocrático que no aporta valor, sino ralentización, a las tareas de desarrollo del proyecto; y que suele plantearse, además, "demasiado tarde": si no cuando las decisiones importantes ya son irreversibles, ¡muchas veces cuando la estructura está ya ejecutada!

En este MAGNO proyecto, cuyo desarrollo ha sido ingeniero y simultáneo con la ejecución (tan sólo con unos meses de decalaje en las cronometrías respectivas), teníamos claro que en modo alguno nuestra labor de supervisión podía caer en las situaciones antedichas.

No es posible entrar en esta comunicación resumida en todos los pormenores de una labor de supervisión tan extensa, sino tan sólo mostrar unas pocas cuestiones particulares que no resulten excesivamente tediosas o poco trascendentes para este proyecto.

Por otra parte, esta comunicación no puede ni debe restar protagonismo a las presentaciones de los trabajos realmente interesantes, que son, lógicamente, las de los autores del proyecto y equipos colaboradores.

2. NORMATIVA DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Al inicio del proyecto (2019) se acordó que la normativa básica en materia de estructuras sería el conjunto de las EuroNormas (EN) en vigor, con sus correspondientes Anejos Nacionales (AN), en su caso.

Como fundamento legal, cabe destacar el preámbulo incluido en las diversas EN publicadas por AENOR:

"Los miembros de CEN (entre ellos, España) están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. (...)"

Es decir, salvo las especificaciones propias de los AN, ninguna normativa estatal, autonómica o local puede modificar los contenidos de las EN suscritas por el estado español, siendo pues nulas en aquellos posibles aspectos que las contravengan.

La adopción de las EN como normativa básica del proyecto estructural, en 2019, supuso una anticipación a la publicación del Código Estructural [1] (CE) (B.O.E. de 10 de agosto de 2021), que ha venido a derogar las Instrucciones EHE y EAE [2] [3] vigentes en aquel momento. Puesto que, como no podría ser de otra manera, el CE es básicamente una transcripción ordenada de varios Eurocódigos (EN1992, EN1993 y EN1994) y de sus correspondientes AN, esto implica que cualquier posible intervención futura sobre la estructura del estadio puede asumir que su proyecto es acorde, básicamente, con la versión actual (2024) del CE.

Sin embargo, al inicio del proyecto se debía clarificar el papel de las Instrucciones EHE y EAE y del Código Técnico de la Edificación (CTE) [4].

Un ejemplo de tales posibles conflictos era el empleo de aceros estructurales de calidades superiores a las incluidas dentro del ámbito del CTE-DB-SE-A y de la Instrucción EAE. Estos aceros cuentan con más de medio siglo de utilizaciones exitosas en estructuras de edificación singulares (en concreto, en edificios de gran altura) y están recogidos en las EN. Por otra parte, su utilización era un requisito para la optimización del peso propio de cubierta principal (que es su acción dominante); y, por lo tanto, indirectamente afectaba también a los medios auxiliares del proceso constructivo y a la solución del destino final de la trayectoria de las cargas, las cuatro macro-cimentaciones principales.

Más allá de los aspectos puramente legales, en este magno y plural proyecto no habría tenido sentido dejar de usar el que era y es, sin duda, el mejor cuerpo normativo existente sobre proyecto y ejecución de estructuras a nivel mundial, el constituido por el conjunto de las EN, con la salvedad obvia de que no hay ninguna obra humana perfecta. Dicho cuerpo normativo cuenta además con la inestimable labor desarrollada por AENOR para su traducción y publicación como UNEs, con sus Anejos Nacionales, y su actualización periódica.

Se repasan a continuación las EN aplicadas en el proyecto estructural, incluyendo algunas referencias resumidas de aspectos donde ciertos epígrafes de dichas EN fueron especialmente relevantes en las tareas de supervisión.

EUROCÓDIGO 0 [5] (UNE-EN-1990, 'Bases para el cálculo de estructuras')

La relevancia de este Eurocódigo en las labores de supervisión se destaca en un apartado posterior.

En este Eurocódigo se establece la noción probabilista de la teoría de la seguridad estructural y su formulación basada en coeficientes de seguridad parciales. Por la singularidad del edificio, ha constituido un documento más consultado de lo que es común en otros proyectos. La definición y los criterios de aplicación de los diversos valores de combinación se introducen con la economía de léxico característica de las EuroNormas; por ejemplo (artº 6.5.3): 'La combinación frecuente se utiliza normalmente en los estados límites reversibles', frase que puede ser muy relevante para el control de determinados estados límites de servicio en edificios de grandes dimensiones, y que se despacha con dos sustantivos, un verbo, tres adjetivos y un adverbio, ninguno redundante ni omitible. La flexibilidad de su interpretación, otra de las características típicas de las EuroNormas, es asimismo bien patente por el adverbio incluido en esa frase; dicha flexibilidad a veces se pierde por la traducción inexacta de los tiempos verbales (no es el caso de la frase citada, pero podrían traerse a colación otros casos, muy sesgados, de otros Códigos).

EUROCÓDIGO 1 [6] (UNE-EN-1991-1, "Acciones")

Ya se ha indicado que la acción dominante de la gran cubierta es su peso propio, pero la acción del viento es obviamente muy relevante por afectar especialmente a determinados estados límites de servicio. Por este motivo, se realizó un ensayo en túnel de viento (figura 1), que fue llevado a cabo por WACKER INGENIEURE

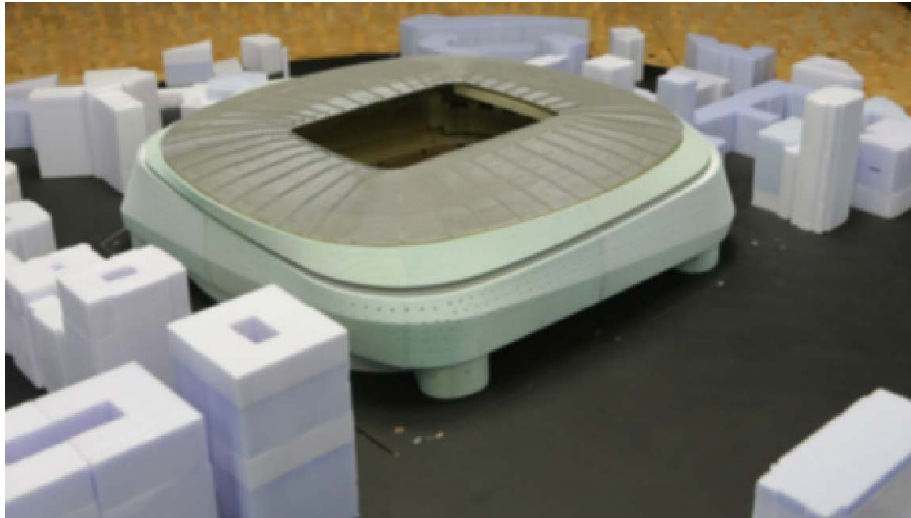


Figura 1. Maquetas del ensayo en túnel de viento.

Los resultados de este ensayo fundamentalmente consistieron en los valores de los coeficientes de presión de diferentes zonas y situaciones, por ejemplo, con la cubierta cerrada o abierta.

El resto de magnitudes consideradas en el proyecto proceden de UNE-EN-1991-1-4

EUROCÓDIGO 2 [7]

Básicamente el documento de aplicación fue la UNE-EN-1992-1-1 en su versión corregida por AENOR de 2020. Durante el desarrollo de los trabajos se encontraba ya muy avanzada la redacción de la nueva edición de este Eurocódigo, que finalmente se aprobó en noviembre de 2023 (CTN-UNE 140-SC 2-N416-EN 1992-1-1-nov2023). Determinados Anejos de este nuevo Eurocódigo de los que ya se disponía previamente fueron útiles en diversas cuestiones, por ejemplo, el Anejo J (Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP). También resultó de aplicación la parte 4: EN 1992-4-2018-Design of concrete structures. Design of fastenings for use in concrete, ésta aparecida como norma UNE en 2021: UNE-EN-1992-4-2021

EUROCÓDIGO 3 [8]

Eurocódigo fundamental para el cálculo de las estructuras metálicas principales: UNE-EN-1993-1-1-2013, UNE-EN-1993-1-8-2013, UNE-EN-1993-1-10-2013, UNE-EN-1993-1-12-2010

EUROCÓDIGO 4 [9]

Aplicado a las soluciones mixtas en parte de la rehabilitación de las estructuras de hormigón antiguas, así como en los forjados mixtos dispuestos en numerosas zonas: UNE-EN-1994-1-1-2013.

2.1. Bases de cálculo de la estructura metálica principal

No es posible entrar en esta comunicación resumida en todos los pormenores de una labor de supervisión de más de tres años, sino tan sólo mostrar algunas (muy pocas) cuestiones

particulares que no resulten excesivamente tediosas y que hayan sido trascendentes dentro de este proyecto.

En este sentido, se comentan algunos aspectos relativos a la minimización de las tensiones residuales de las secciones de alto límite elástico, que afectan al coeficiente de imperfección (α) de los cálculos del coeficiente de pandeo (χ), cuestión que puede parecer, "aburrida" y de índole menor; pero tiene que ver con la optimización de la acción dominante de la estructura de cubierta (su peso propio) y por lo tanto con los medios auxiliares del proceso constructivo y con las reacciones transmitidas a los cuatro únicos puntos de macro-cimentaciones disponibles.

Conviene citar una serie de referencias, algunas de ellas, del siglo pasado, para descartar posibles dudas acerca de si se han podido emplear los aceros inadecuados (por ejemplo, el S690) o criterios excesivamente innovadores (como los referentes al pandeo de elementos con dicho tipo de acero). Antes bien, se trata de tópicos absolutamente CLÁSICOS en la historia de la construcción.

Siglo XX: L. Tall (ed.), Structural Steel Design, Ronald Press, 1974 [10]. Maquoi, R.: Some improvements to the buckling design of centrally loaded columns, Structural Stability Research Council, Proceedings of the Annual Meeting, 1982 [11].

Siglo XXI: High Performance Steels for Steel Structures, IABSE, 2005 [12]. Ziemian, Centrally loaded columns, 2009 [13]. H.H.Snijder, L.G.Cajot, N.Popa, R.C.Spoorenberg, Buckling curves for heavy wide flange steel columns, 2014 [14]. K.S.Virdi, Column Buckling Curves for High Strength Steel, 2015 [15]. T.Stan, J.Jonsson, Yield stress independent column buckling curves, 2017 [16]. J.Jonsson, European column buckling curves and finite element modelling including high strength steels, JCSR 2017 [17].

Es un hecho probablemente poco conocido la existencia en las piezas metálicas, antes de su puesta en carga, de diferentes distribuciones de tensiones residuales, cuyos valores experimentales se describen, por ejemplo, en la obra citada de Tall et al.:

- 1) Las chapas laminadas: en ellas las tensiones máximas son de compresión y se sitúan en los bordes, ambas circunstancias determinantes de la pésima repercusión posible en el pandeo de dichas tensiones una sección en H laminada. Como verificación, se incluye la figura 9.17 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 MPa, C = compresión, T = tracción:

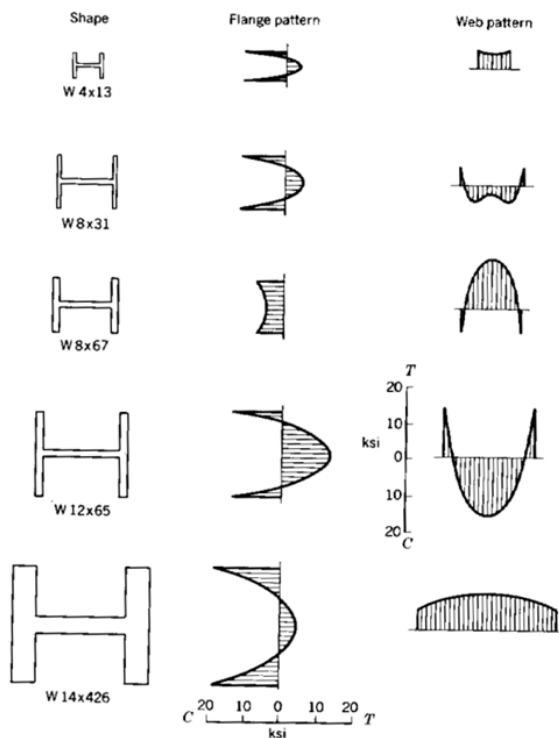


Fig. 9.17 Residual stress distribution in rolled wide-flange shapes.

Figura 2. Ejemplos de tensiones residuales de laminación.

- 2) Las chapas oxicortadas: en ellas la disposición pésima de las tensiones residuales propia de los elementos laminados se invierte, dando así lugar a tensiones residuales de mínima repercusión posible en el pandeo. Como ejemplo, se incluye la figura 9.24 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 MPa, - = compresión, + = tracción.

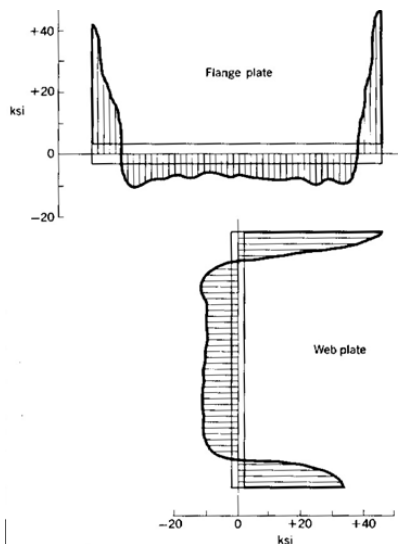


Fig. 9.24 Residual stresses in component FC plates.

Figura 3. Ejemplos de tensiones residuales en chapas oxicortadas.

- 3) Las tensiones residuales debidas al proceso de soldeo, típicamente constituidas por un pico de tracción igual al límite elástico en la zona contigua al cordón de soldadura y una distribución equilibrada con la anterior de tensiones de compresión de menor valor absoluto, por extenderse a una fracción mayor del área de la sección.
- 4) La combinación de tensiones residuales en secciones en H obtenidas por soldadura de chapas oxicortadas, resulta ser la óptima posible para el pandeo en el plano de menor inercia de dicho tipo de secciones.

Como 1ª verificación de lo antedicho, se incluye la figura 9.25 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 N/mm², - = compresión, + = tracción. Se aprecia dos picos máximos de tracción iguales al límite elástico sobre el eje de menor inercia, picos de tracción del orden de la mitad de los anteriores en los bordes de las alas (oxicortadas) y tensiones de compresión de menor valor absoluto en zonas interiores.

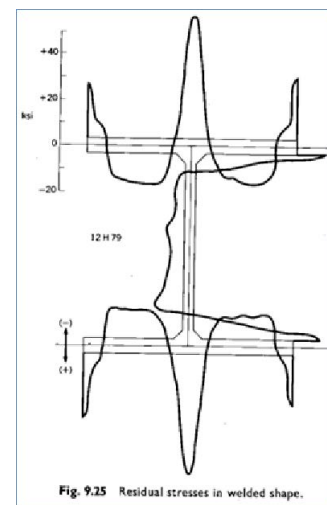


Fig. 9.25 Residual stresses in welded shape.

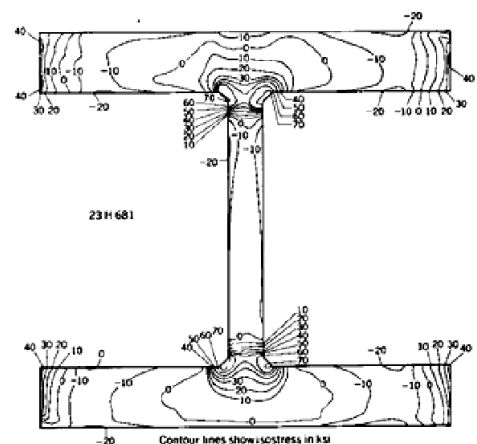


Fig. 9.30 Residual stresses in rolled and welded heavy shapes.

Figura 4. Ejemplos de tensiones residuales de soldadura.

Se incluye también la parte inferior de la figura 9.30 de Tall et al., correspondiente a la misma tipología anterior, pero en este caso con chapas de muy elevados espesores, con un acero de grado superior al S460 europeo actual.

Como 2ª verificación, se incluye la figura 3.7 de Ziemian, Centrally loaded columns, 2009, que confirma la radical dife-

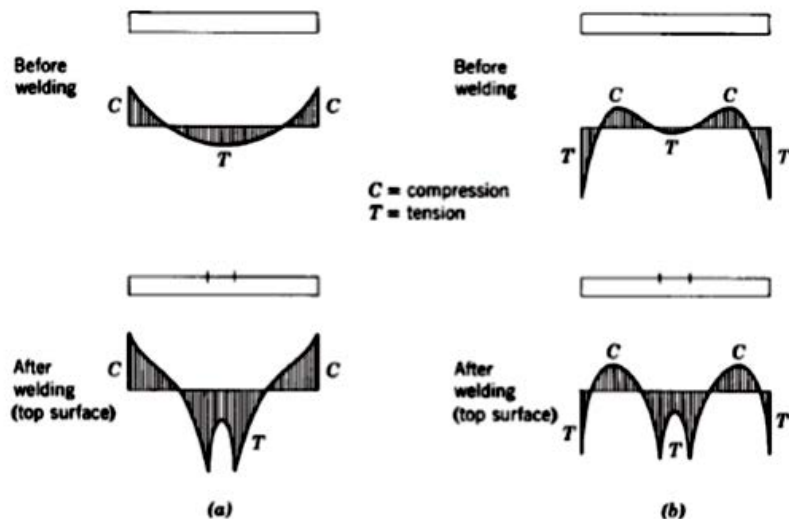


FIGURE 3.7 Qualitative comparison of residual stresses in as-received and center-welded (a) universal mill plate; (b) oxygen-cut plate.

Figura 5. Comparación de tensiones residuales de laminación y de oxicorte.

rencia entre las distribuciones de tensiones residuales en alas laminadas y chapas con ambos bordes oxicortados. Se aprecia que tanto antes como después de soldarlas al alma de una sección en H, los bordes de las alas oxicortadas quedan traccionados, con lo cual los puntos más solicitados de una columna flexocomprimida (por la combinación de un esfuerzo axial centrado y las flexiones por efectos de 2º orden) van a ver incluso mejoradas sus tensiones reales con respecto a las que tendría una pieza que hubiera experimentado un recocido con eliminación teóricamente total de sus tensiones residuales.

Para que el beneficio de oxicortar las chapas sea efectivo, obviamente es necesario desechar los bordes de los planos anchos laminados de origen.

Se debe además minimizar el aporte de calor debido a los cordones longitudinales de soldadura en los cordones longitudinales de las cerchas de S690, merced a un dimensionado estricto de la garganta de dichos cordones que permite su realización en pasada única; y que se debe también evitar las intersecciones de cordones de soldadura.

Aunque no hemos llegado a intervenir en tareas de seguimiento y control de la ejecución, conviene destacar la importancia, también, de acuerdo con el apartado 14.6.2 de la obra reiteradamente mencionada de Tall et al., de un control estricto de los procedimientos de fabricación, que incluya el precalentamiento de chapas, el control de la tensión y amperaje y una secuencia apropiada de soldeo. Este control viene implícito por la clase de ejecución EXC4 especificada para estos elementos.

2.2. El estado límite de vibraciones

Por su reiteración en varios de los subproyectos y los interesantes debates mantenidos con sus autores, dicho estado límite de servicio creemos que merece ser seleccionado para su comentario en el presente artículo. Se hace aquí de manera general y aparece de nuevo en el apartado relativo a la Viga Museo (VM) por lo específico de dicho singular subproyecto.

Para dirimir el ELS de vibraciones, en proyectos singulares no se puede ni se debe recurrir a criterios simplistas basados tan sólo en los valores de las frecuencias propias. Los criterios basados sólo en limitar las FRECUENCIAS PROPIAS, las cuales son inversamente proporcionales a la raíz cuadrada de la masa, más bien conducen a considerar ésta como una magnitud desfavorable. Pero en estructuras de gran envergadura la masa puede ser importante para reducir las aceleraciones, hecho que normalmente se ignora al estudiar este tipo de fenómenos: por la complejidad de los análisis involucrados, se suele perder de vista el concepto básico de que la base primordial de los cálculos de aceleraciones es la tercera ley de Newton, ACELERACIÓN = FUERZA / MASA.

¿Por qué, entonces, determinados reglamentos simplistas despachan el tema del ELS de vibraciones limitando rangos admisibles de las frecuencias propias? Básicamente, porque dichas normas proporcionan condiciones sencillas SUFICIENTES, PERO NO NECESARIAS, para que el dimensionado pueda basarse, sin más, en dichos cálculos estáticos.

El porqué de las reglas simplistas de limitación de frecuencias propias, se entiende sabiendo qué sucede cuando una determinada acción variable sinusoidalmente sincroniza su frecuencia "de excitación" exactamente con una de las frecuencias propias de la estructura (en realidad, salvo una pequeña corrección de ésta dada por el factor $(1-2\zeta^2)^{1/2}$): en tal caso, la respuesta estática se amplifica por un factor $1/2\zeta$, siendo ζ la fracción del AMORTIGUAMIENTO crítico expresada en tanto por uno (se recomiendan al respecto los valores de JRC & ECCS *Design of floor structures for human induced vibrations* EUR 24084 EN - 2009). En una estructura de acero, dependiendo de los acabados no estructurales, suele variar entre 0.01 y 0.04. Entonces el factor de amplificación máximo puede variar en el rango $12.5 < 1/2\zeta < 50$, lo cual evidentemente no es como para tomárselo a broma.

Ahora bien, si la frecuencia propia mayor a suficientemente de la frecuencia de la excitación, el factor de amplificación dinámico (DAF) decae hacia la unidad, lo cual a efectos

prácticos quiere decir que en tal caso se pueden ignorar los efectos dinámicos. Por eso los criterios normativos simplistas antedichos se pueden considerar "SUFICIENTES".

Desde un punto de vista cualitativo, apelando simplemente al sentido común, es obvio que los resultados van a depender de la proporción de las acciones variables que entran significativamente en el rango resonante. Dicha "proporción de las acciones variables que entran en el rango resonante" es sólo una parte de las "acciones variables a considerar en el cálculo del ELS de vibraciones", las cuales, a su vez, son muy inferiores a las sobrecargas características o valores cuasiestáticos normativos. Estas acciones a considerar en el cálculo del ELS de vibraciones pueden consultarse en la reglamentación luego reseñada.

Lo anteriormente indicado pone de manifiesto la importancia de otro parámetro esencial, el AMORTIGUAMIENTO, que normalmente se ignora por completo en los cálculos basados sólo en frecuencias propias. En caso necesario, el amortiguamiento estructural puede reforzarse mediante la disposición de amortiguadores pasivos. Otras soluciones, como dispositivos "sintonizados" (TMD y similares) solamente son viables cuando "la" frecuencia propia susceptible de generar efectos resonantes está bien definida, pero no cuando existe una variedad de modos de vibración que se entran en dicho rango.

Las fuentes de excitación susceptibles de generar movimientos resonantes en edificación en situaciones de servicio (sin acciones sísmicas ni accidentales), típicamente son las acciones debidas a personas en movimiento; y la acción del viento. Respecto de este último, la consulta de UNE-EN-1993-1-4 permite tomar conocimiento de la variedad, casi increíble, de sus efectos posibles más allá del rango estático.

En cuanto a los criterios de confort admisibles, es bastante lógico que se produzcan diferentes interpretaciones posibles sobre límites admisibles de vibraciones para los usuarios de una edificación, ya que ello tiene mucho que ver con la actitud de éstos, evidentemente un tanto subjetiva, difícilmente objetivable y además variable, incluso para una misma persona, en distintos entornos y según la actividad desarrollada en cada caso (ISO-10137-2007-C.1.1.1). En este sentido, en ISO-10137-tabla C.1, pueden verse los AMPLÍSIMOS MARGENES que se otorgan para la cuantificación de las vibraciones admisibles en diferentes escenarios. En relación con el "confort de los usuarios", dada la variedad de situaciones posibles, podría ser necesario en determinados casos complementar las decisiones "ex ante" con la monitorización y toma de decisiones 'ex post' con registro y filtrado de lecturas según UNE-ISO-2631.

Además del confort de los usuarios, otros aspectos deben ser considerados. En relación con las vibraciones debidas al viento, además del "confort", otros estados límites de servicio podrían ser vinculantes (daños a acabados, equipos e instalaciones), pero también podrían producirse roturas por fatiga, es decir, estados límites "últimos".

Concluimos esta breve exposición conceptual con la reseña de la reglamentación y recomendaciones aplicables en edificación sobre el estado límite de vibraciones que se incluyen en las referencias [18] a [21] de este artículo.

3.

LA SUPERVISIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL EN EL EUROCÓDIGO 0. FUNDAMENTACIÓN PROBABILISTA DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

3.1. La seguridad estructural en UNE-EN1990: niveles de fiabilidad, índice de fiabilidad, coeficientes de seguridad parciales. Incidencia de la supervisión externa.

En UNE-EN1990 se establecen los procedimientos para alcanzar la seguridad estructural necesaria frente a los estados límites últimos (ELU). Su fundamento es probabilístico, pero a efectos de su uso en la práctica del proyecto de estructuras se proporcionan formulaciones basadas en coeficientes de seguridad parciales de las acciones (γ_F) y materiales (γ_M).

De una manera muy simplificada (la formulación rigurosa y completa de UNE EN1990 es mucho más prolija), puede decirse que el formato típico de la comprobación de los ELU, puede expresarse mediante un cociente (que en la práctica suele denominarse "coeficiente de utilización o de aprovechamiento"), $E_d/R_d \leq 1$, donde $E_d = E(F_d)$ son los efectos de las acciones de cálculo, $F_d = \gamma_F F_{rep}$, siendo F_{rep} , los valores representativos de las acciones (valores característicos, "nominales" o "de servicio"; en la práctica, valores establecidos por UNE-EN1991); y $R_d = R(f_d)$ son las resistencias de cálculo de los elementos estructurales, funciones de las resistencias de cálculo de los materiales, $f_d = f_k/\gamma_M$, siendo f_k , las resistencias características correspondientes (definidas en UNE-EN1992, UNE-EN1993 y los restantes Eurocódigos).

La conveniencia de manejar dos (o más) coeficientes parciales de seguridad, en lugar de uno único, radica en que las funciones $E()$ y $R()$ son en general no lineales. De esta manera, por ejemplo, las solicitaciones producidas por las acciones de cálculo, pueden ser muy diferentes que el resultado multiplicar por γ_F las solicitaciones de servicio:

$$E(\gamma_F F_{rep}) \neq \gamma_F E(F_{rep})$$

Sólo cuando ambas funciones $E()$ y $R()$ son lineales y homogéneas, los coeficientes γ_F y γ_M podrían agruparse en un coeficiente único, producto de ambos.

UNE-EN1990, para no alterar la práctica más usual con nociones probabilistas, mantiene la dicotomía de coeficientes parciales:

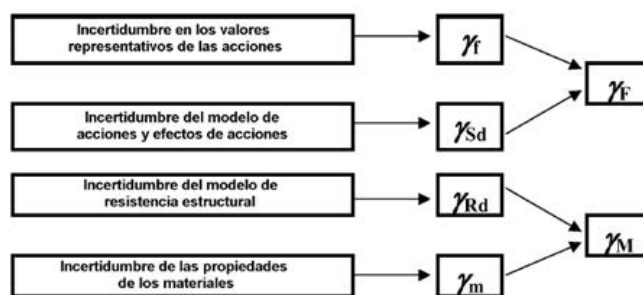


Fig. C.3 – Relación entre los diferentes coeficientes parciales

Figura 6. Factores de γ_F y γ_M .

Descendiendo más en los fundamentos probabilísticos en los que UNE-EN1990 basa la formulación de los coeficientes parciales de seguridad, se constata que en realidad dichos coeficientes sí emanan de un parámetro de seguridad único, el denominado "índice de fiabilidad" (β) por la propia EN.

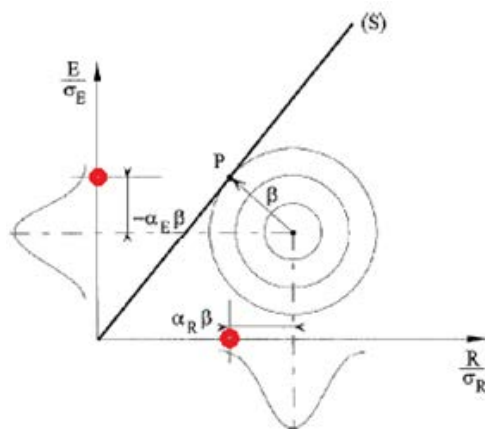


Figura 7. Frontera (S) del dominio $E \leq R$ y punto de cálculo (P).

El parámetro β se define gráficamente en la figura anterior, donde se supone que las variables E y R son estocásticamente independientes entre sí y que β ubica la posición de la separatriz (S) de los dominios válido ($E < R$) y no válido ($E > R$), de tal manera que la probabilidad correspondiente a este último (P_f) alcanza un valor "suficientemente pequeño" durante toda la vida útil del edificio.

Puede sorprender que la probabilidad de fallo P_f legalmente admitida sea no nula, incluso en el supuesto de que el proyecto y construcción cumpla estrictamente todo el conjunto normativo de las EN; pero ninguna actividad humana está exenta de riesgo; y, de hecho, los valores de P_f implícitos en UNE-EN1990 son varios órdenes de magnitud inferiores a los asumidos en el transporte, o en la práctica médica, etc., etc. ¡Si se exigiera $P_f = 0$, NO se podría construir!

Los valores de P_f legalmente admisibles en edificación y su relación con β pueden encontrarse en el BOE de marzo de 2006, donde se publica el Código Técnico de la Edificación, concretamente en el Anejo C4 del D.B. "Seguridad estructural" (SE). La función $P_f = \Phi(-\beta)$, donde Φ es la función de distribución normal (gaussiana) es la misma definida en la tabla C1 de UNE-EN1990.

En la imagen anterior (figura 7), los puntos marcados en color rojo corresponden, en abscisas, a la resistencia de cálculo R_d , y en ordenadas a los efectos de las acciones de cálculo, E_d . Si las distribuciones de probabilidad respectivas son aproximadamente gaussianas e independientes, cumpliendo la condición C7, los valores de cálculo se obtienen en función de β mediante las expresiones linealizadas de la 1ª fila de la Tabla C3 de la EN: $E_d = \mu_E + 0.7\beta\sigma_E$, $R_d = \mu_R - 0.8\beta\sigma_R$, donde μ y σ son el valor medio y la desviación estándar de cada variable. El hecho de que los "coeficientes de variación" σ/μ sean dispares para las distintas categorías de acciones y de materiales, justifica la diferenciación de coeficientes parciales de seguridad.

En esta fundamental EuroNorma, para establecer el valor del "índice de fiabilidad" (β) del cual emanan los valores de cálculo antedichos, se distinguen en su tabla B2 tres niveles de fiabilidad: RC1 (el menos exigente), RC2 (el considerado como típico en general) y RC3, el más exigente, que es el adoptado en este proyecto. A su vez, en su tabla B4 se definen los correspondientes niveles de supervisión del proyecto.

La comprobación realizada por una organización diferente a la que ha realizado el proyecto, o "SUPERVISIÓN EXTERNA" del proyecto, está pues vinculada al nivel de fiabilidad RC3.

Asimismo, en su Tabla B5, para el nivel RC3, se exige el control de calidad de ejecución a cargo de una organización independiente, tarea en la que nosotros no hemos intervenido. Tampoco, por la inmensidad del proyecto, hemos llegado a intervenir en la supervisión del proyecto de determinadas áreas o cuestiones particulares, para las cuales, salvo las que por su naturaleza admiten el nivel RC2, la tabla B3 establece como compensación un incremento del 10% del coeficiente parcial de acciones, o su equivalente del material, si se dan las condiciones de pseudo-linealidad anteriormente mencionadas.

3.2. Aplicación de criterios probabilísticos: ejemplo.

Otros aspectos probabilísticos fuera de lo habitual en otros casos han debido ser aplicados en este proyecto, ya que, por su escala y peculiaridades, parecían necesarios para calibrar algunos aspectos relacionados con la seguridad estructural. Seleccionamos aquí un ejemplo particular que creemos merece un comentario específico. Se trataba de calibrar el ajuste a la normativa, de la asignación un determinado valor de cál-

Tabla B.4
Niveles de supervisión del proyecto (DSL)

Niveles de supervisión del proyecto	Características	Requisitos mínimos recomendados para la revisión de los cálculos, dibujos y especificaciones
DSL3/(NSP3) Relacionado con RC3	Supervisión ampliada	Revisión por tercera parte: Comprobación realizada por una organización diferente a la que ha realizado el proyecto
DSL2/(NSP2) Relacionado con RC2	Supervisión normal	Revisión por persona distinta a aquellos inicialmente responsables y de conformidad con el procedimiento de la organización.
DSL1/(NSP1) Relacionado con RC1	Supervisión normal	Auto-control: Comprobación llevada a cabo por la misma persona que preparó el proyecto.

Figura 8. Niveles de supervisión del proyecto.

culo ($f_{cd} = 10$ MPa) a la resistencia del hormigón de la estructura primitiva construida en los años finales de la década de los años 40 del pasado siglo. Evidentemente esta cuestión era SISTÉMICA en los trabajos de rehabilitación de esa estructura primigenia. La ingente documentación de *background* disponible se mide por gigabytes, ya que se ha ido acumulando mediante toma de datos experimentales durante intensos y concienzudos trabajos durante casi un decenio.

En principio, según UNE-EN-1990-2002-2010-4.2, cuando un valor inferior de una propiedad de un material sea desfavorable, el valor característico debería venir definido como el fractil 5%. Los valores incluidos en la documentación de *background* entendimos que incluían ya un coeficiente de conversión acorde con CTE-DB-SE--2019-5.3.1 o prEN 1992-1-1 (2021-01): ANEXO I-1.5.2.1, por lo tanto, directamente los consideramos como valores muestrales para la evaluación de f_{ck} por métodos estadísticos. Pero la formulación habitualmente aplicada a dicho efecto, según CTE-DB-SE--2019-5.3.2, se basa en la hipótesis de una distribución normal y por lo tanto NO es correcta para una distribución claramente MULTIMODAL como la que evidenciaban los datos y los gráficos de la documentación de *background* consultada.

Se trataba de efectuar una estimación propia, ajustada a la definición rigurosa de resistencia característica como aquella que cumple $P(f_{ck})=0.05$, es decir, tal que sea un 5% la probabilidad de tener una resistencia inferior. Pero haciendo intervenir a este efecto un conjunto como mínimo de $J = 4$ "poblaciones" de datos muestrales, en lugar de considerar sólo $j = 1$, la más desfavorable. Este es un problema muy sencillo de cálculo de probabilidades si suponemos que las resistencias características de cada una de la J poblaciones, $f_{ck1} < f_{ck2} < \dots < f_{ckj}$ (claramente diferenciadas entre sí como para NO poder agruparlas), corresponden a "poblaciones muestrales" cuyas probabilidades a priori son idénticas, $\pi_j = \frac{1}{J}$ (de tal manera que $\sum_{j=1}^J \pi_j = 1$); y que cada una de dichas "poblaciones" son gaussianas. Entonces, aproximadamente, dentro de cada lote o población se cumple que la "Probabilidad de f_c condicionada a la pertenencia a la clase j " es aproximadamente $P(f_c | j) \approx 0.05 \left(\frac{f_c}{f_{ckj}} \right)^{n_j}$, si f_c es relativamente próxima a su f_{ckj} respectiva. El valor aproximado de n_j viene dado en la tabla y gráfica adjuntas en función del COV ($v_{n_j} = \frac{\sigma_{n_j}}{f_{cmj}}$). Para hormigones de la época cabe suponer $V_R \approx 0.4$ o incluso superior, con lo cual $n \approx 5$. En la tabla se ha adoptado $V_R \approx 0.4$, pero las conclusiones posteriores no difieren gran cosa variándolo en torno a dicho valor:

V_R	n
0.1	19.4
0.2	10.4
0.3	7.4
0.4	5.8
0.5	4.9
0.6	4.3
f_{cm1}/f_{ck1}	1.66
$n^{1/4}$	1.55
f_{ck}/f_{cm1}	1.07
f_{cm1}	15
f_{ck}	14
γ_c	1.275
f_{cd}	11

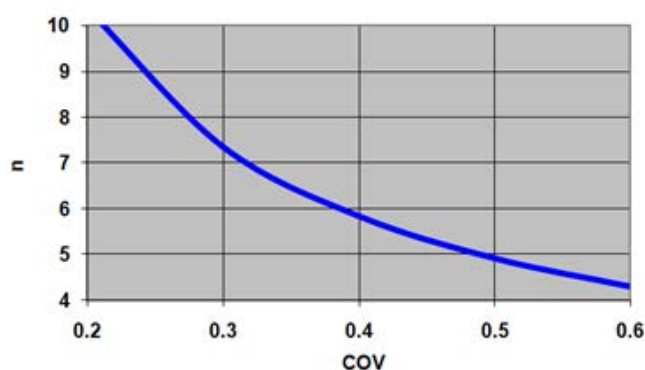


Figura 9. Valor de cálculo de la resistencia del hormigón con una distribución multimodal, no gaussiana.

Para el conjunto de toda la información experimental disponible, será $P(f_c | j) = \sum_{i=1}^J \pi_i P(f_c | i)$, de donde, reemplazando $P(f_c | i) \approx 0.05 \left(\frac{f_c}{f_{cki}} \right)^{n_i}$ con $n_i \approx \text{const.}$ y $\pi_i = \frac{1}{J}$, se deduce la siguiente "FÓRMULA DE INTERACCIÓN APROXIMADA MULTIMODAL": $\frac{1}{f_{ck}^n} = \frac{1}{J} \sum_{i=1}^J \frac{1}{f_{cki}^n}$. Si f_{ck1} es netamente distinta a f_{ck2} y n es elevado, resulta $f_{ck} \approx J^{1/n} f_{ck1} = J^{1/n} \frac{f_{cm1}}{1+1.64V_{Rj}}$, expresiones que se han aplicado en la misma tabla anterior con $f_{cm1} = 15$ MPa, resultando $f_{ck} = 14$ MPa.

En cuanto al coeficiente γ_c , toda vez que la espectacular acumulación de trabajos intensos y rigurosos de inspección y toma de datos experimentales da sobrado cumplimiento a las condiciones de AN.4.3.3 de UNE-EN-1992-1-1-2013-2015, en aplicación de A.2,3 se considera admisible adoptar $\gamma_c = 0.85 \cdot 1.5 = 1.275$. Por lo tanto estimamos $f_{cd} = 14 / 1.275 \approx 11$ MPa, lo cual entendemos que sirve de verificación aproximada de contraste del valor $f_{cd} \approx 10$ MPa adoptado en los cálculos resistentes.

4. INDEPENDENCIA (ESTOCÁSTICA) DE LOS ANÁLISIS DE CONTRASTE DE LA SUPERVISIÓN.

El aumento de la fiabilidad ('reliability') de los cálculos estructurales es sinónimo de la reducción de la probabilidad (P_{LS}) de una evaluación incorrecta de alguno de los estados límites normativos. ¿Cómo puede la supervisión del proyecto reducir dicha probabilidad de la manera más efectiva? Uno de los principales requisitos para ello es que la probabilidad de error correspondiente del proyecto ($P_{LS,0}$) y la de la supervisión ($P_{LS,1}$) sean, en la medida de lo posible, estocásticamente independientes, en cuyo caso la probabilidad final de error se reduce al producto:

$$P_{LS} = P_{LS,0} P_{LS,1} < \min (P_{LS,0} P_{LS,1})$$

donde se asumen ambos factores estrictamente comprendidos entre sus límites, es decir, si $0 < P_{LS,0} < 1$, $0 < P_{LS,1} < 1$.

¿Qué implica una supervisión (estocásticamente) independiente?

En rigor, la ausencia de '**contaminación**' cruzada de los criterios aplicados y cálculos realizados.

En principio, debería pues basarse exclusivamente en los planos constructivos y en una memoria puramente descripti-

va y definitoria de las bases de cálculo y de la normativa del proyecto estructural.

Una supervisión basada en una simple revisión de los anejos de cálculos del proyecto, incluso aunque desarrolle chequeos numéricos de éstos, será en general puramente un mero trámite ineficaz (muy escasa reducción de P_{LS}), ya que los errores importantes pueden de esta manera pasar desapercibidos.

Por el contrario, una supervisión eficaz, en una primera fase debería consistir en:

- (A) Un modelo de análisis de contraste independiente del realizado en el proyecto (y, para ello, nada mejor que el desconocimiento de los cálculos realizados en éste, o la omisión deliberada de su consulta en dicha primera fase).
- (B) La previsión de las interacciones entre los diferentes subproyectos desarrollados por diferentes equipos.
- (C) Una revisión crítica de la seguridad de los detalles constructivos.

En cuanto al modelo de contraste, NO se trata de que equipare el rigor y detalle de los modelos de análisis del proyecto (y en este proyecto dicho rigor ha abundado a raudales en la mayor parte de sus subproyectos), sino que, al menos de manera aproximada, precisamente por su carácter independiente pueda detectar posibles defectos o lagunas del proyecto.

Sólo después, en una segunda fase, es el momento de pasar a contrastar los resultados de los anejos de cálculo del proyecto y, en su caso, consultar a sus autores.

De otra manera, si esto no se deja para una segunda fase, es perfectamente posible que la supervisión se '*contamine*' en origen de *posibles* fallos de concepto y/o de omisiones en las hipótesis de cálculo. Como meros ejemplos teóricos de tales situaciones, podrían ponerse ejemplos tales como cuestiones sobre las longitudes de pandeo reales de los elementos, o valores inapropiados en las comprobaciones de estados límites de deformación estática y dinámica, etc., etc., que fácilmente pueden producirse durante las labores de proyecto y/o de supervisión.

A mayor abundamiento, lo indicado en el párrafo (B), requiere un conocimiento general del proyecto de estructura y cimentación, que, salvo los Directores del Proyecto, es difícil que el resto de intervinientes hayamos tenido de manera completa, si bien en nuestro caso, por la supervisión de la mayor parte de subproyectos, estábamos en condiciones de advertir posibles interacciones difíciles de prever exactamente; por ejemplo, la compatibilidad de deformaciones entre subestructuras diversas, el arriostramiento de unas contra otras, la capacidad portante de las cimentaciones o subestructuras sustentantes de otras, etc.

5. ALGUNOS EJEMPLOS.

Lógicamente estos ejemplos no pretenden hurtar protagonismo a sus autores respectivos, quienes en las comunicaciones correspondientes exponen las cuestiones (realmente más interesantes), sobre la descripción y justificación de las tipologías estructurales y materiales adoptados; y los retos del

proceso constructivo, el cual ha sido durante su mayor parte, compatible con el uso del Estadio.

Para limitar la extensión del presente artículo, muchos otros casos de enorme interés se quedan en el "tintero", pero serán detalladamente expuestos por sus autores.

5.1. Estructura de la cubierta fija

Las imágenes anteriores muestran el Modus Operandi típico de nuestra supervisión, en un caso concreto. Sobre la malla general de nuestro modelo de análisis, se destacan las celosías atirantadas principales (primera pareja de imágenes) y las de rodadura (segunda pareja). En la segunda imagen de cada pareja, se marcan los elementos donde se había detectado, siempre según nuestro modelo y nuestros propios criterios de comprobación, un "coeficiente de utilización" en ELU (E_d/R_d) algo superior a la unidad.

En una entrevista breve con los autores del proyecto, se aclara esta cuestión: en nuestro modelo estábamos manejando planos de la fase de anteproyecto no actualizados, den lo que, en la fase de "diseño avanzado", se habían incrementado algunos dimensionados. Los autores del proyecto nos definen los nuevos dimensionados, que resultan válidos. Es decir, ambos análisis, realizados de manera independiente, cada uno con sus propios criterios, se autoconfirmaban entre sí, al no encontrarse en ambos análisis ningún elemento sobresolicitado. El tiempo detraído al equipo de proyecto había sido MÍNIMO, y la fiabilidad aportada por la supervisión, MÁXIMA.

En los modelos anteriores y en general en todos nuestros modelos de contraste, sus resultados se ciñen a la determinación de esfuerzos y movimientos y de ciertas propiedades globales de las estructuras, tales como modos de vibración y modos de pandeo generales. Las comprobaciones posteriores de elementos y uniones se han llevado a cabo siempre con HOJAS DE CÁLCULO PROPIAS que implementan los criterios de las diversas EuroNormas. Esto último refuerza la "independencia estocástica" de la supervisión, ya que, en caso de haber utilizado los módulos de diseño de los programas de cálculo, podríamos haber replicado los "bugs" y/o faltas de actualización de los mismos.

Además, nuestras hojas de cálculo permiten siempre al usuario aplicar su mejor criterio sobre determinados parámetros de las comprobaciones a realizar, con la ayuda de formulaciones simplificadas, pero "robustas" de determinados "inputs"; por ejemplo, las longitudes de pandeo. Si con el modelo se ha obtenido un número suficiente de modos de pandeo, para un elemento dado cuyo esfuerzo axil característico es igual a N puede tomarse igual a $L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{EI}{\gamma_{cr} N}}$, siendo γ_{cr} el factor de carga crítico del modo de pandeo en el cual intervenga el elemento en cuestión; la aplicación subsiguiente del coeficiente de pandeo χ incluye los efectos correspondientes de las imperfecciones mecánicas y geométricas, siendo pues éste un procedimiento muy sencillo de obviar los costosos análisis geométricamente no lineales con "imperfecciones equivalentes".

Adoptar los valores así obtenidos de L_{cr} es posible de manera mecanizada, pero es MUY arriesgado, mientras que el uso de hojas de cálculo propias permite la "intervención humana" de un profesional experto.

Abundando en el mismo ejemplo, la incorporación del coeficiente de pandeo lateral-torsional (χ_{LT}), los efectos de la

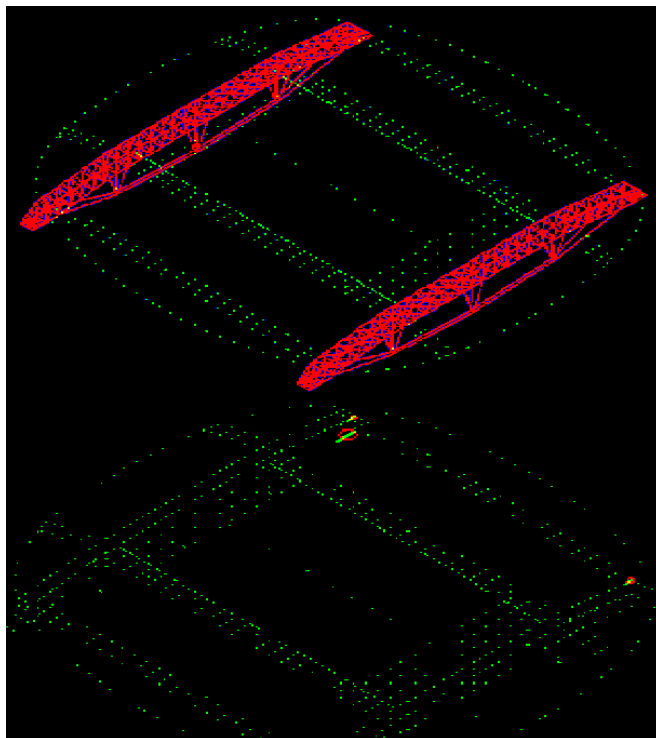


Figura 10. Control de las celosías atirantadas principales de la cubierta.

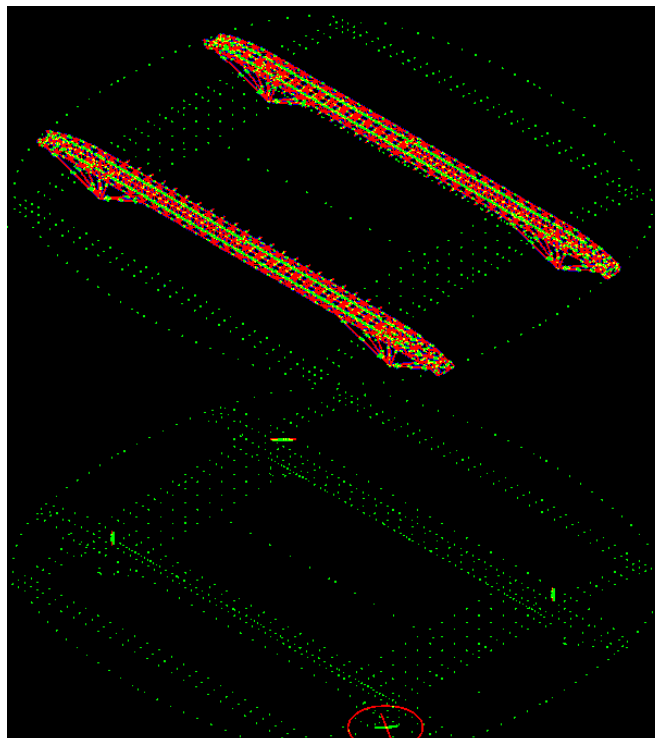


Figura 11. Control de las celosías de rodadura.

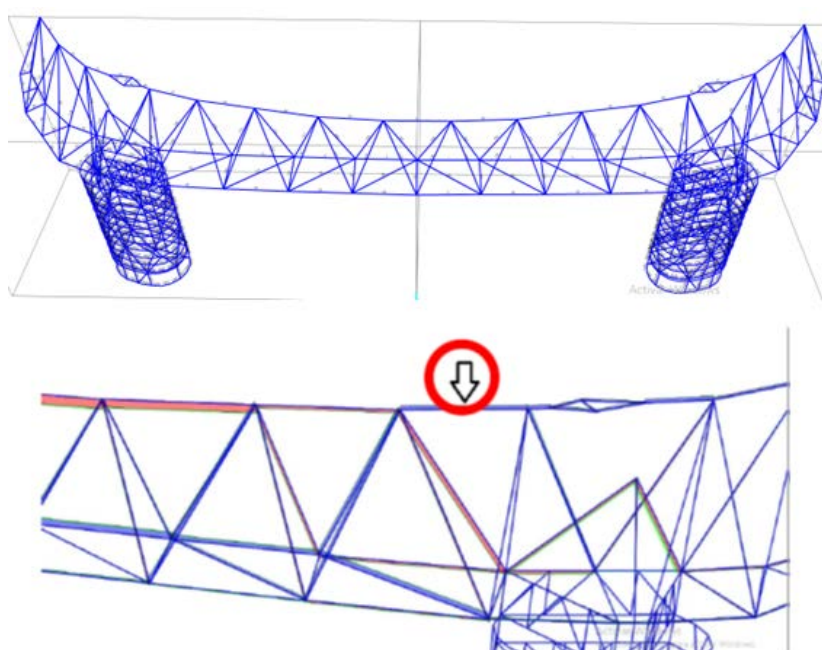


Figura 12. Malla del modelo de contraste de la estructura principal del edificio oeste.

distorsión (en su caso), la comprobación de la "clase" de la sección de elemento, la determinación de la sección eficaz en clase 4, etc., etc., son aspectos generalmente ignorados incluso por los mejores programas de cálculo, pero pueden/deben fácilmente introducirse en hojas de cálculo propias.

5.2. Viga corona del edificio oeste

Siguiendo nuestro M.O., consultamos a los autores del Proyecto después de haber realizado nuestro modelo de análisis

independiente, en este caso el de la viga corona del edificio oeste, de la cual la imagen superior (figura 12) muestra uno de los dos únicos elementos donde habíamos encontrado un "coeficiente de utilización" significativamente mayor que la unidad. De nuevo, se trata de una entrevista breve y eficaz, pues constatamos que el error era nuestro (¡NO siempre ha sido así dentro del conjunto de subproyectos supervisados!). En el caso de la imagen, habíamos interpretado mal la orientación de la sección definida en los planos. Lo importante NO es quién tenía razón, sino que, restando un tiempo mínimo

al equipo de proyecto, ocupadísimo en esta fase de la obra, quedábamos en condiciones de proponer la validación de esa enorme celosía, sin riesgo de que nuestro modelo de análisis hubiera podido replicar errores del modelo empleado en el proyecto, puesto que éste no se había utilizado en absoluto.

5.3. Viga museo

La figura siguiente corresponde a nuestro modelo de contraste realizado en la fase de "diseño avanzado", en la que formulamos diversas observaciones respecto a diverso estados límites de servicio, que fueron atendidos en la fase posterior de "proyecto de ejecución". Esta estructura incluye una serie de circunstancias peculiares, que no parecen tener precedentes idénticos en la Construcción, especialmente por el hecho de estar integrada en el interior de un edificio (el edificio oeste del estadio):

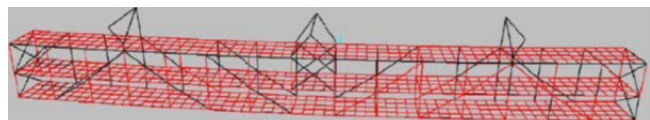


Figura 13. Malla del modelo de contraste de la viga Museo.

El estado límite de deformación estática, sería perfectamente correcto, si la viga museo pudiera considerarse como una estructura aislada.

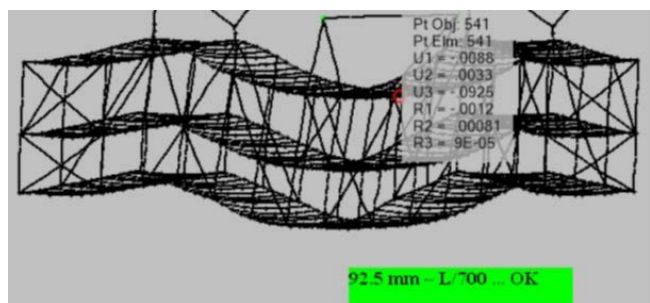


Figura 14. Deformada (muy amplificada) de la viga Museo.

Sin embargo, en los accesos de entrada y salida se producen importantes movimientos diferenciales con respecto a los forjados del resto del edificio. Desde el punto de vista estructural, estaban resueltos de manera impecable, con piezas basculantes y deslizantes. Sin embargo, nos preocupaban las interacciones con elementos no estructurales que suponíamos irían dispuestos en los pasillos de acceso (conductos de instalaciones y elementos de acabado). Aunque dichos elementos no estaban incluidos en el alcance de nuestra supervisión, tuvimos ocasión de transmitir nuestras inquietudes al respecto, en esa fase de "diseño avanzado", en una teleconferencia multidisciplinar en la que intervinieron como miembros del Equipo de Proyecto especialistas muy cualificados en Proyecto de Instalaciones y en Diseño de detalles de Construcción Arquitectónica, quienes nos expusieron con detalles y ejemplos de casos por ellos resueltos, la viabilidad de soluciones apropiadas para resolver los elevados movimientos de los forjados deslizantes y basculantes, en los puntos de comunicación de la viga museo con el edificio existente.

Ya en un contexto puramente estructural, nuestro modelo de contraste aproximado de la viga museo nos permitió de-

tectar la aparición de esfuerzos de tracción localizados en el forjado mixto del nivel inferior (zona de color azul en la imagen), de carácter teórico puesto que el modelo no contemplaba su redistribución parcial por fisuración y su reparto un ancho eficaz mayor. Aún así, parecía claro que se requería un armado local apropiado y el control de la abertura de fisura en servicio, como de hecho se realizó en la "fase de proyecto de ejecución".

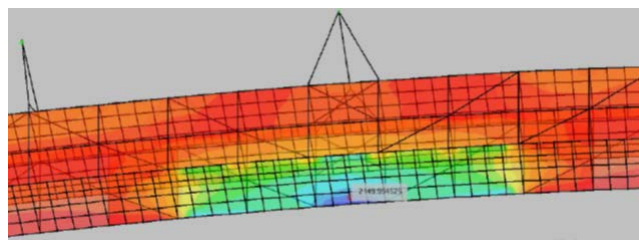


Figura 15. Mapa de tensiones en los forjados mixtos.

Pero el estado límite de servicio de la Viga Museo al que más atención dedicamos en la "fase de diseño avanzado" fue el estado límite de vibraciones. Sobre esta cuestión, la ausencia de precedentes similares era notoria. Siendo los límites admisibles una cuestión muy subjetiva, no debían adoptarse los propios de una pasarela peatonal ubicada en campo abierto, por la presencia de referencias visuales próximas dentro del propio edificio, que podían resaltar las posibles oscilaciones que detectaba nuestro modelo aproximado de contraste; la propia norma ISO 10137-2007 (norma que ha sido revisada y confirmada sin modificaciones en 2018 y que refleja el consenso internacional de mayor solvencia sobre la materia), señala lo incierto de la calibración exacta de los límites admisibles en cada caso concreto, distinguiendo por ejemplo entre personas pasivas y activas (los causantes de la propia excitación). Tal como se ha expuesto en un apartado anterior de este artículo, estas cuestiones no pueden dirimirse con un criterio simplista basado en las frecuencias propias de la estructura, cuando ésta es tan masiva como la que se comenta: las aceleraciones, que son las que se perciben y que son inversamente proporcionales a la masa, parece muy improbable que lleguen a ser molestas y ni siquiera apreciables.

No obstante, los autores del proyecto, en la "fase de proyecto de ejecución", implementaron nuestra recomendación de prever la disposición de amortiguadores para el caso de que lleguen a ser necesarios, aunque ello parece muy improbable. Aún así, puede suceder que, si en la Viga Museo llegan a colocarse amortiguadores, sea por el efecto de la acción global del viento en días de "tempestad". Aunque no esté directamente expuesta a la acción del viento, sí lo está el enorme sistema estructural global al cual la Viga Museo se conecta.

6. CONCLUSIÓN.

En este artículo se ha expuesto el modus operandi seguido en la supervisión externa del proyecto estructural de la nueva cubierta y edificios exteriores del Estadio Santiago Bernabeu y rehabilitación de las estructuras y cimentaciones existen-

tes, con los objetivos básicos de optimizar la fiabilidad del proyecto estructural, pero sin ralentizar la ingente labor de desarrollo del mismo, que se ha llevado a cabo sin retardar la cronología de la obra.

Aunque no hemos llegado a intervenir en tareas de seguimiento y control de la ejecución, manifestamos nuestro profundo respeto para con los fabricantes y montadores de estructura metálica y a todos los equipos responsables de otras áreas constructivas, por haber sido capaces de levantar esta colosal y singular obra.

Agradecimientos

Por último, expresamos nuestro agradecimiento a los Directores del Proyecto estructural, al equipo de magníficos ingenieros/as propios de FCC CONSTRUCCIÓN y de varias Ingenierías del país, con los cuales ha sido un honor tratar, por la cortesía y paciencia con que nos han atendido en todo este largo proceso. Este cordial agradecimiento lo hacemos extensivo a los miembros de la D.F. a cargo de AYESA, así como al equipo de Arquitectura de la empresa TYPSA.

Referencias

- [1] Código Estructural: Ministerio de la presidencia, relaciones con las cortes y memoria democrática, Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural, B.O.E., Núm.190, 10 de agosto de 2021
- [2] Instrucción EHE: Ministerio de la presidencia: Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08), B.O.E., 22 de agosto de 2008
- [3] Instrucción EAE: Ministerio de la presidencia: Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE), B.O.E., 23 de junio de 2011
- [4] Código Técnico de la Edificación: Ministerio de la vivienda: Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación (CTE), B.O.E. 28 de marzo de 2006, posteriormente modificado por las siguientes disposiciones: Real Decreto 1371/2007 de 19 de octubre (BOE 23-octubre-2007). Corrección de errores y erratas del Real Decreto 314/2006 (BOE 25-enero-2008). Real Decreto 173/2010 de 19 de febrero (BOE 11-marzo-2010). Real Decreto 410/2010, de 31 de marzo (BOE 22-abril-2010). Sentencia del TS de 4/5/2010 (BOE 30/7/2010). Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre (BOE 27-diciembre-2019).
- [5] Eurocódigo 0: "Bases de cálculo de estructuras", AENOR, 2003+2005+2010.
- [6] Eurocódigo 1: "Acciones en estructuras".
Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1991-1-1, AENOR, 2019. "Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios".
Parte 1-4+A.N.: UNE EN 1991-1-4, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones de viento"
Parte 1-5+A.N.: UNE EN 1991-1-5, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones térmicas"
Parte 1-6+A.N.: UNE EN 1991-1-6, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones durante la ejecución."
Parte 1-7+A.N.: UNE EN 1991-1-7, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones accidentales."
Parte 3: EN1991-3, AENOR, 2006+2012 "Acciones inducidas por grúas y maquinaria."
[7] Eurocódigo 2: "Proyecto de estructuras de hormigón".
Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1992-1-1, AENOR, 2020. "Reglas generales y reglas para edificación."
Parte 4: UNE-EN-1992-4, AENOR, 2021. "Depósitos y estructuras de contención."
Part 1-1: CTN-UNE 140-SC 2-N416-EN 1992-1-1, CEN, nov.2023 "Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego"
[8] Eurocódigo 3: "Proyecto de estructuras de acero".
Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1993-1-1, AENOR, 2013. "Reglas generales y reglas para edificios"
Parte 1-8+A.N.: UNE EN 1993-1-8, AENOR, 2013. "Uniones"
Parte 1-10+A.N.: UNE EN 1993-1-10, AENOR, 2013. "Tenacidad de fractura y resistencia transversal."
Parte 1-12: UNE EN 1993-1-12, AENOR, 2010. "Reglas adicionales para la aplicación de la Norma EN 1993 hasta aceros de grado S700."
Parte 6: EN 1993-6, CEN, 2007 "Vigas carril".
[9] Eurocódigo 4: "Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón".
Parte 1-1+A.N.: UNE-EN-1994-1-1, AENOR, 2013 "Reglas generales y reglas para edificación."
[10] L. Tall (ed.), Structural Steel Design, Ronald Press, 1974.
[11] Maquoi, R.: Some improvements to the buckling design of centrally loaded columns, Structural Stability Research Council, Proceedings of the Annual Meeting, 1982.
[12] High Performance Steels for Steel Structures, IABSE, 2005.
[13] Ziemian, Centrally loaded columns, 2009.
[14] H.H.Snijder, L.G.Cajot, N.Popa, R.C.Spoorenberg, Buckling curves for heavy wide flange steel columns, 2014.
[15] K.S.Virdi, Column Buckling Curves for High Strength Steel, 2015.
[16] T.Stan, J.Jonsson, Yield stress independent column buckling curves, 2017.
[17] J.Jonsson, European column buckling curves and finite element modelling including high strength steels, JCSR 2017
[18] UNE-EN 1299, Vibraciones y choques mecánicos Aislamiento de las vibraciones de las máquinas, AENOR, 1997+2009
[19] UNE-EN ISO 8041-1, Respuesta humana a las vibraciones. Instrumentos de medida. Parte 1 Instrumentos de medida para uso general, AENOR, 2018
[20] ISO-10137, Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, 2007
[21] UNE-ISO 2631-1-2008 Vibraciones y choques. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 1: Requisitos generales, AENOR, 2008+2013
[22] UNE-ISO 2631-2-2011 Vibraciones y choque. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 2: Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz), AENOR, 2011
[23] SEIE 7-10: Vibrations by pedestrians, ASCE, 2010
[24] SEI-7-10 Service vibrations Appendix C & Commentary, ASCE, 2010