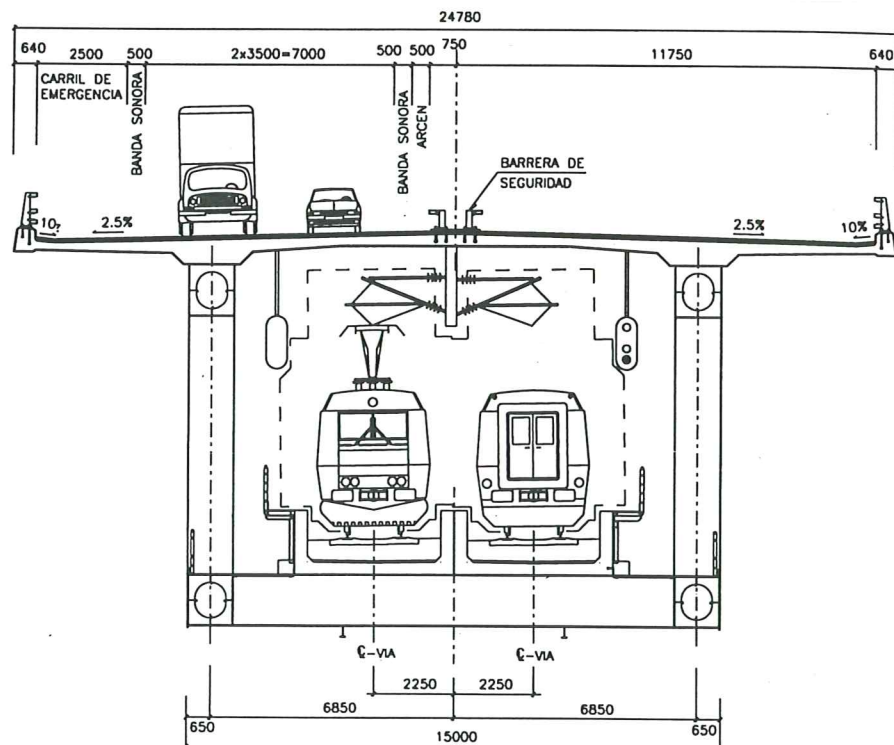


# Análisis Termo-Mecánico del Proceso de Fabricación de un Tablero del Viaducto de Öresund

T. Prato  
R. Faria  
M. Cervera  
J. Oliver



# **Análisis Termo-Mecánico del Proceso de Fabricación de un Tablero del Viaducto de Öresund**

**T. Prato  
R. Faria  
M. Cervera  
J. Oliver**

**Publicación CIMNE Nº 165, Junio 1999**



## Agradecimientos

Los autores agradecen a la empresa DRAGADOS S. A. por haber facilitado toda la información relacionada con los materiales utilizados, el proceso de construcción seguido y los datos experimentales obtenidos durante la ejecución del tramo del viaducto de Öresund estudiado en este trabajo, y en particular a los Srs. Fernando Hue, Joaquín Obregón y Javier Asensio.

El primer autor desea expresar su agradecimiento al Sr. Ángel Aparicio por haber motivado y apoyado la realización del presente trabajo.

Se agradece el apoyo del “Training and Mobility of Researchers Programme, Access to Large Installations”<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup>Research partially supported by the Training and Mobility of Researchers Programme, Access to Large Installations, under contract ERBFMGECT950062 “Access to supercomputing facilities for european researchers” established between The European Community and CESCA-CEPBA.





# Índice

<b>1</b>	<b>Introducción</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Modelo numérico</b>	<b>3</b>
2.1	Ecuación del calor . . . . .	3
2.2	Modelo termo-químico . . . . .	3
2.3	Teoría de la microtensión y solidificación . . . . .	5
2.4	Viscoelasticidad con envejecimiento y daño . . . . .	8
<b>3</b>	<b>Viaducto de Öresund</b>	<b>10</b>
3.1	Geometría . . . . .	11
3.2	Proceso de Construcción . . . . .	11
3.3	Materiales . . . . .	15
<b>4</b>	<b>Análisis térmico</b>	<b>19</b>
4.1	Modelo numérico . . . . .	19
4.2	Hormigonado en condiciones térmicas controladas . . . . .	21
4.3	Hormigonado fuera de la nave de curado . . . . .	29
<b>5</b>	<b>Análisis mecánico</b>	<b>31</b>
5.1	Modelo numérico . . . . .	31

<i>ÍNDICE</i>	2
5.1.1 Ensayo de fluencia . . . . .	32
5.2 Caso de referencia . . . . .	33
5.3 Construcción en verano . . . . .	35
5.4 Construcción en invierno . . . . .	37
<b>6 Conclusiones</b>	<b>43</b>
<b>7 Anexo A</b>	
<b>Descripción del programa de cálculo</b>	<b>45</b>

# Capítulo 1

## Introducción

El objetivo de este trabajo es presentar una metodología para el estudio del riesgo de fisuración de una estructura de hormigón en primeras edades. Para ello, se presenta un modelo termo-químico-mecánico y se estudia el comportamiento estructural del tablero de uno de los viaductos de acceso al puente de Öresund (Dinamarca) durante el proceso de construcción y los 10 primeros días de vida. Esta obra se encuentra en proceso de construcción en el Yard que la constructora DRAGADOS posee en Puerto Real (Cádiz).

Primeramente, en el Capítulo 2, se describen los fundamentos básicos del modelo numérico que se propone.

A continuación, en el Capítulo 3, se presenta un análisis del tablero del viaducto mencionado anteriormente, que consiste en evaluar el riesgo de fisuración provocado por el calentamiento asociado a la liberación del calor de hidratación y su posterior enfriamiento. En el mismo Capítulo se describe la geometría, el proceso de construcción y los materiales utilizados para la construcción del tablero del viaducto.

Seguidamente, en el Capítulo 4, se presenta el análisis térmico correspondiente a la simulación del proceso de hidratación del hormigón del tablero. Se incluyen algunos estudios sobre las posibles consecuencias de la modificación del proceso de calentamiento debido al cambio de las condiciones ambientales y de curado.

En el Capítulo 5 se presenta el análisis termo-mecánico del proceso de construcción de uno de los tramos del viaducto. Se presentan también estudios alternativos sobre la evolución del riesgo de fisuración bajo diferentes escenarios de ejecución. Para ello se estudia el comportamiento estructural en condiciones de invierno y verano.

# Capítulo 2

## Modelo numérico

### 2.1 Ecuación del calor

A partir del primer y segundo principios de la termodinámica se puede escribir la ecuación térmica del calor como

$$C\dot{T} - \dot{Q} = R_{ext} + k_T \nabla \cdot (\nabla T) \quad (2.1)$$

donde  $T$  es la temperatura,  $C$  es la capacidad calórica por unidad de volumen,  $\dot{Q}$  es la velocidad de liberación del calor de hidratación por unidad de volumen,  $R_{ext}$  son las fuentes de calor volumétricas y  $k_T$  es la conductividad térmica. Nótese que el término debido al calor de hidratación,  $\dot{Q}$ , puede interpretarse como una fuente interna de calor. El modelo termo-químico debe proveer una expresión para la evolución de este término de la ec. (2.1) debido al calor de hidratación.

### 2.2 Modelo termo-químico

Por razones de índole práctica es conveniente escribir el modelo en función de una variable normalizada denominada grado de hidratación, definida como  $\xi = \chi/\bar{\chi}_\infty$ , donde  $\chi$  es el número de moles de agua combinada por unidad de volumen y  $\bar{\chi}_\infty$  es el valor final de  $\chi$  con una relación agua/cemento ( $w/c$ )

tal que se asegure la hidratación completa del cemento. En la práctica la condición de hidratación completa no se cumple, por lo que  $\chi_\infty < \bar{\chi}_\infty$  y, entonces,  $\xi_\infty < 1$  (Bentz et al., 1998). El valor final del grado de hidratación  $\xi_\infty$  es función de la relación  $w/c$  de la mezcla (Byfors, 1980), y puede ser estimado a partir de la misma (Pantazopoulou and Mills, 1995).

Numerosos autores identifican la velocidad de liberación del calor con la velocidad de hidratación (Reinhardt et al., 1982; Rostassy et al., 1993; Torrenti et al., 1994; de Schutter and Taerwe, 1995). En este caso, el grado de hidratación también puede ser definido como  $\xi = Q/\bar{Q}_\infty$ , donde  $\bar{Q}_\infty$  es la cantidad final de calor liberado en condiciones ideales. Esto es equivalente a suponer una dependencia lineal de la forma

$$Q(\xi) = Q_\xi \xi \quad (2.2)$$

donde  $Q_\xi$  es el calor latente por unidad de amplitud de hidratación, que en este trabajo se supone que es una propiedad del material.

Debido al carácter termoactivado de la reacción de hidratación del hormigón, la evolución del grado de hidratación puede definirse a través de una función de Arrhenius de la forma (Ulm and Coussy, 1996)

$$\dot{\xi} = \tilde{A}_\xi(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \geq 0 \quad (2.3)$$

donde  $E_a$  es la energía de activación de la reacción y  $R$  es la constante universal de los gases. La relación  $E_a/R$  puede determinarse experimentalmente y varía entre 3.000 y 8.000 °K para el hormigón. La función  $\tilde{A}_\xi(\xi)$  representa a la afinidad química normalizada, la cual caracteriza completamente la cinética de hidratación de una mezcla dada. Esta función puede obtenerse experimentalmente a partir de un ensayo adiabático. En este trabajo se utiliza la siguiente expresión para dicha función

$$\tilde{A}_\xi(\xi) = \frac{k_\xi}{\eta_{\xi 0}} \left( \frac{A_{\xi 0}}{k_\xi \xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \exp\left(-\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \quad (2.4)$$

donde  $k_\xi$ ,  $A_{\xi 0}$ ,  $\eta_{\xi 0}$  and  $\bar{\eta}$  son propiedades del material.

Durante las últimas décadas se han propuesto numerosos modelos de envejecimiento en los que las propiedades mecánicas del hormigón joven se expresan en función del grado de hidratación o, alternativamente, en función de



la madurez (Oloukon et al., 1990). Sin embargo, existe evidencia experimental que la evolución de la resistencia del hormigón no depende únicamente del grado de hidratación, sino que lo hace también de la cinética de hidratación (Wild et al., 1995; Tan and Gjorv, 1996; Kim et al., 1998). En este trabajo se introduce una variable interna  $\kappa$ , tal que

$$f^-(\kappa) = \kappa f_{\infty}^- \quad (2.5)$$

donde  $f^-$  es la resistencia a compresión y  $f_{\infty}^-$  es su valor final. Nótese que  $\kappa$  es una variable de resistencia normalizada, a la cual se le denomina *grado de envejecimiento*.

Se postula aquí que la evolución del grado de envejecimiento,  $\dot{\kappa}$ , es función de la evolución del grado de hidratación,  $\dot{\xi}$ , y de la cinética de la reacción de hidratación, de tal forma que

$$\dot{\kappa} = (A_f \xi + B_f) \left( \frac{T_T - T}{T_T - T_{ref}} \right)^{n_T} \dot{\xi} \quad \dot{\kappa} \geq 0 \quad (2.6)$$

donde  $A_f$  y  $B_f$  son constantes del material,  $T_{ref}$  es la temperatura de referencia para la determinación de  $f_{\infty}^-$ ,  $T_T$  es la máxima temperatura a la cual puede fraguar el hormigón y  $n_T$  es una propiedad del material.

Al igual que en la mayoría de los códigos, otras variables mecánicas como la resistencia a tracción  $f^+$  o el módulo elástico  $E$  pueden relacionarse con la resistencia a compresión y, por ende, con el grado de envejecimiento de la forma (Cervera et al., 1999)  $f^+(\kappa) = \kappa^{2/3} f_{\infty}^+$  y  $E(\kappa) = \kappa^{1/2} E_{\infty}$ , donde  $f_{\infty}^+$  y  $E_{\infty}$  son valores finales, esto es, cuando la hidratación ha finalizado. Existe evidencia experimental (de Schutter and Taerwe, 1996) de que las evoluciones de la resistencia a tracción y del módulo de elasticidad son consistentes con los exponentes 2/3 y 1/2 aquí propuestos.

## 2.3 Teoría de la microtensión y solidificación

El modelo que se utiliza para representar el comportamiento reológico del hormigón a largo plazo consiste en una cadena viscoelástica de Maxwell que puede describirse en función del módulo elástico,  $E^i$ , y la viscosidad,  $\eta^i$ , de



cada uno de los  $i = 1, \dots, N$  elementos de la cadena de Maxwell. Alternativamente a  $\eta^i$  es común utilizar a  $\tau^i = \eta^i/E^i$ , el tiempo de relajación de los amortiguadores, como parámetros para caracterizar la cadena. Es conveniente tomar  $\tau^1 = \infty$  de tal manera que  $E^1$  pueda considerarse como el módulo elástico asintótico del hormigón.

En el marco de los modelos de envejecimiento el caso general de un modelo reológico de este tipo consideraría módulos elásticos y viscosidades variables independientemente. Sin embargo, es usual restringir el modelo a la consideración de módulos elásticos y viscosidades que varían de forma proporcional (Carol and Bazant, 1993). A continuación se propone que durante el envejecimiento los módulos elásticos varíen de acuerdo con la función de envejecimiento,  $E^i(\kappa) = \lambda_E(\kappa) E_\infty^i$  (donde  $E_\infty^i$  son los valores al final del fraguado y  $E_\infty = \sum_{i=1}^N E_\infty^i$ ), y que los tiempos de relajación,  $\tau^i$ , permanezcan constantes. Se ha demostrado en Carol y Bazant (1993) que esto es equivalente al modelo que resulta de la Teoría de la Solidificación (Bazant and Prasannan, 1989), con una cadena de Maxwell sin envejecimiento como componente básico. La tensión total que actúa sobre la cadena de Maxwell se puede calcular como

$$\boldsymbol{\sigma} = \sum_{i=1}^N \boldsymbol{\sigma}^i \quad (2.7)$$

Eligiendo la tensión de cada elemento de Maxwell,  $\boldsymbol{\sigma}^i$ , como variable interna, se ha demostrado en Carol y Bazant (1993) que la ecuación diferencial de primer orden que gobierna su evolución es

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}^i + \frac{\boldsymbol{\sigma}^i}{\tau^i} = \lambda_E(\kappa) E_\infty^i \overline{\mathbf{D}} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (2.8)$$

donde se utilizan entidades tensoriales como réplica de las variables escalares utilizadas en los modelos uniaxiales;  $\boldsymbol{\varepsilon}$  es el tensor de deformaciones totales y  $\overline{\mathbf{D}} = (1/E)\mathbf{D}$  es un tensor adimensional de cuarto orden, siendo  $\mathbf{D}$  el tensor constitutivo elástico.

El modelo propuesto no puede considerarse como solución final para la representación del comportamiento a largo plazo del hormigón, porque mientras el proceso de hidratación puede considerarse completado transcurrido un

año, la duración del fenómeno de fluencia bajo carga mantenida disminuye de forma apreciable con la edad en el momento de la puesta en carga, incluso después de varios años. Esta evidencia experimental fue considerada en la Teoría de la Solidificación a través de un viscosímetro conectado en serie, cuya viscosidad se considera función del tiempo. En Bazant et al. (1997) se propone un modelo físico en el que la viscosidad se calcula en función de la micro-tensión de tracción que existe entre las paredes de los microporos de los geles. La fluencia a largo plazo se supone que es debida al deslizamiento relativo entre las paredes de los microporos.

Se define  $\mu$  como una variable que puede considerarse como el valor normalizado de la micro-tensión. Si los efectos de la humedad no se tienen en cuenta (fluencia básica) la evolución de la micro-tensión normalizada puede definirse como  $\mu(t) = 1/(1 + c_{\mu 0} t)$ , donde  $c_{\mu 0}$  es una propiedad del material. Se define el tiempo de relajación del término de fluencia como  $\tau_{\mu} = \tau_{\mu 0}/(\lambda_E(\kappa) \mu(t))$  donde  $\tau_{\mu 0}$  es una propiedad del material. Nótese que a medida que avanza el tiempo, la micro-tensión decrece, por lo que el valor de la viscosidad aumenta y la influencia del término relacionado con el flujo a largo plazo decrece. Eventualmente, la micro-tensión desaparece, con lo que la viscosidad tiende a infinito y las deformaciones viscosas debidas a este efecto desaparecen.

De esta manera, la ec. (2.8) debe modificarse para incluir los efectos no lineales del término de fluencia agregado

$$\dot{\sigma}^i + \left( \frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_{\mu}} \right) \sigma^i = E^i(\kappa) \bar{D} \dot{\epsilon} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (2.9)$$

Alternativamente, puede elegirse la deformación viscosa de cada elemento de Maxwell como variable interna,  $\epsilon^i$ , en lugar de la tensión,  $\sigma^i$ . La relación entre ambas es

$$\sigma^i = E^i(\kappa) \bar{D} : (\epsilon - \epsilon^i) \quad (2.10)$$

Sustituyendo la ec. (2.10) en la ec. (2.9) se llega a una expresión de la evolución de las deformaciones viscosas de la forma

$$\dot{\epsilon}^i = \left( \frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_{\mu}} + \frac{1}{\tau_a} \right) (\epsilon - \epsilon^i) = \frac{1}{\hat{\tau}^i} (\epsilon - \epsilon^i) \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (2.11)$$

donde  $\tau_a(\kappa) = \lambda_E/\dot{\lambda}_E$  representa el efecto del envejecimiento de los módulos elásticos.

## 2.4 Viscoelasticidad con envejecimiento y daño

Para completar el modelo numérico es necesario describir el acoplamiento entre el modelo viscoelástico recién descrito con el modelo de daño con envejecimiento descrito en Cervera et al. (1999), incluyendo además los acoplamientos térmico y químico.

La hipótesis fundamental consiste en que en lugar de la tensión total, la tensión que actúa en la cadena generalizada de Maxwell es la tensión efectiva, esto es, la tensión que actúa en la parte no dañada del material.

Se define la tensión efectiva y las deformaciones elásticas en cada elemento de la cadena de Maxwell como

$$\bar{\sigma}^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) = E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}} : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i \quad (2.12)$$

con

$$\boldsymbol{\varepsilon}_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^i, T, \xi) = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_T - \boldsymbol{\varepsilon}_\xi - \boldsymbol{\varepsilon}^i \quad (2.13)$$

donde  $T$  es la temperatura y  $\xi$  es el grado de hidratación. Nótese que las deformaciones volumétricas térmicas  $\boldsymbol{\varepsilon}_T = \alpha_T(T - T_{ref}) \mathbf{1}$  y químicas  $\boldsymbol{\varepsilon}_\xi = \alpha_\xi \xi \mathbf{1}$  afectan a todos los elementos de la misma manera, pero las deformaciones viscosas  $\boldsymbol{\varepsilon}^i$  son diferentes para cada elemento de Maxwell. La temperatura de referencia  $T_{ref}$  puede tomarse igual a la temperatura alcanzada al final del proceso de fraguado, esto es cuando el grado de hidratación alcanza el límite de percolación,  $\xi = \xi_{set}$ , de tal manera que el material puede comenzar a considerarse como un sólido, comenzando así el proceso de carga debido a efectos térmicos.

Inspirado en Faria et al. (1998) se define la partición del tensor de tensiones de cada elemento de la forma

$$\bar{\sigma}^{i+} = \sum_{j=1}^3 \langle \bar{\sigma}_j^i \rangle \mathbf{p}_j^i \otimes \mathbf{p}_j^i \quad \text{y} \quad \bar{\sigma}^{i-} = \bar{\sigma}^i - \bar{\sigma}^{i+} \quad (2.14)$$

donde  $\bar{\sigma}_j^i$  es la  $j$ -ésima tensión principal del tensor  $\bar{\sigma}^i$ ,  $\mathbf{p}_j^i$  representa al vector unitario asociado con la respectiva dirección principal y el símbolo  $\otimes$  representa el producto tensorial. Los símbolos  $\langle . \rangle$  son los paréntesis de Macaulay.

La ecuación constitutiva que relaciona la tensión con la deformación de cada elemento de Maxwell toma la forma

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma} &= (1 - d^+) \sum_{i=1}^N \bar{\sigma}^{i+} + (1 - d^-) \sum_{i=1}^N \bar{\sigma}^{i-} \\ &= (1 - d^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}^- \end{aligned} \quad (2.15)$$

donde se han introducido los índices de daño a tracción y compresión,  $d^+$  y  $d^-$ , respectivamente. Estos índices crecen según funciones monótonas de la correspondiente tensión efectiva de tracción y compresión, de tal manera que  $0 \leq d^+(\bar{\sigma}^+)$ ,  $d^-(\bar{\sigma}^-) \leq 1$ .

Una descripción detallada del proceso seguido para la caracterización de la evolución de daño se puede encontrar en Faria et al. (1998).





## Capítulo 3

# Viaducto de Öresund

El *Öresund Link* es una vía de comunicación de 16 Km de longitud, que unirá a partir de mediados del año 2000 las ciudades de Copenhage (Dinamarca) y Malmö (Suecia) a través del estrecho de Öresund. La idea primitiva de la construcción de esta vía de comunicación data de 1872, pero tuvieron que pasar más de 100 años para que los gobiernos danés y sueco suscribiesen un acuerdo en 1991 para llevar a cabo la unión de sus respectivos países. Esta obra tendrá una gran importancia en el desarrollo político, social y económico en su área de influencia, ya que permitirá el paso de las exportaciones danesas a otros países escandinavos y las suecas a Europa. Los trabajos de construcción se iniciaron a finales de 1994 y está prevista su inauguración durante el segundo semestre del 2000.

El *Öresund Link* está compuesto de una autopista para el tráfico rodado con un total de cuatro carriles de circulación más dos de emergencia, además de dos vías para el ferrocarril. Los elementos clave para la construcción de la unión de aquellos países son: (a) una península artificial de 430 m en la costa danesa (Kastrup), (b) un túnel sumergido de 3.510 m, (c) una isla artificial de 4.055 m, (d) un puente atirantado de 1.090 m, (e) dos puentes de aproximación al puente atirantado (3.740 m al este en la costa sueca y 3.014 m al oeste) y (f) una estación de peaje en la costa sueca de Lernacken.

El diseño y construcción se están realizando bajo la premisa de que la durabilidad del proyecto debe ser superior a los 100 años, plazo que ha

condicionado en gran medida los criterios de diseño de las estructuras, ya que las condiciones ambientales son extremas (temperaturas por debajo de los  $-20^{\circ}$  C, ambiente marino, problemas del proceso de hielo-deshielo).

En este trabajo se estudia el riesgo de fisuración que corre la losa del tablero de los viaductos de aproximación al puente principal durante e inmediatamente a posteriori de su proceso de construcción.

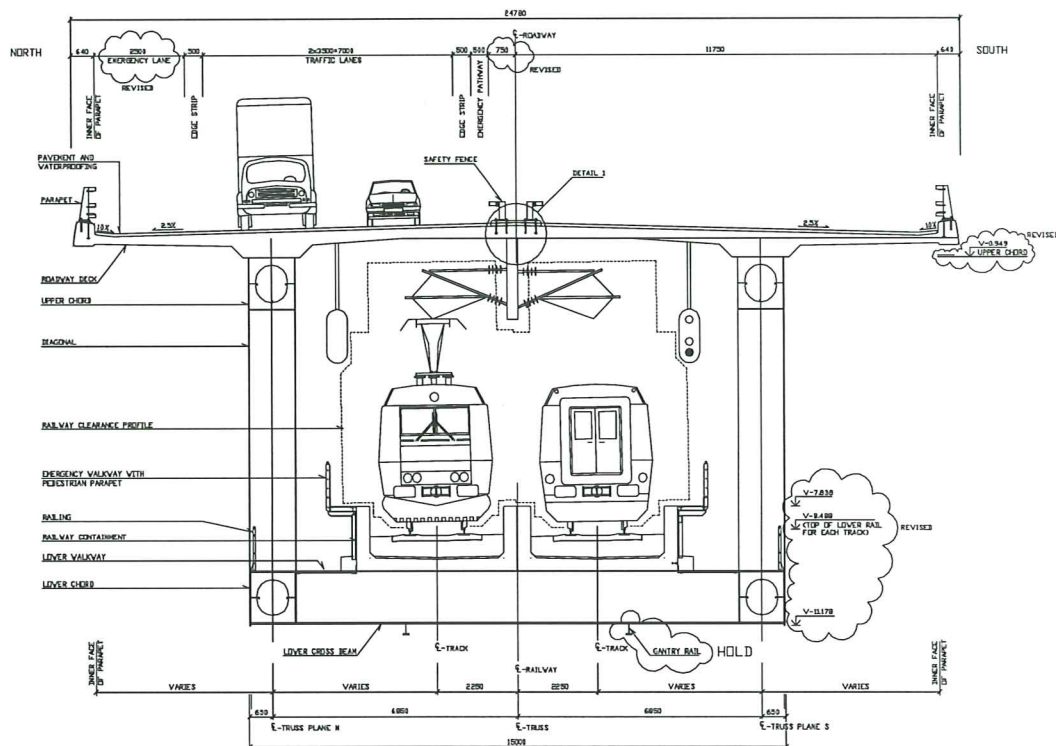
### 3.1 Geometría

Los viaductos de aproximación se descomponen en 42 vanos de 140 m y 7 de 120 m de luz, haciendo un total de 6.754 m. La sección estructural es mixta de acero y hormigón, (véase Fig. 3.1). El tráfico discurre en dos niveles, en la parte superior se encuentra la carretera de cuatro carriles más dos de emergencia (23.5 m de ancho), y en la parte inferior de 12 m de gálibo horizontal libre para dos vías de ferrocarril con una pasarela de servicio en cada extremo. El voladizo de la sección de hormigón armado es de 4.25 m, siendo su espesor variable, con un máximo de 0.75 m en conexión con la estructura metálica y 0.35 m en el centro. Transversalmente se dispone cada 0.40 m de vainas planas de pretensado con anclaje pasivo-activo en cada extremo. Longitudinalmente sólo se coloca armadura pasiva.

La estructura metálica está formada por dos celosías tipo Warren paralelas unidas por vigas transversales en su nivel inferior cada 20 m. Las diagonales de la triangulación presentan un ángulo próximo a  $45^{\circ}$  (véase Figura 3.2). El canto total de la estructura es de 10.2 m y la conexión con el hormigón se realiza mediante pernos Nelson de distintas longitudes ubicados en el cordón superior de la estructura.

### 3.2 Proceso de Construcción

La fabricación de los vanos de los puentes de acceso se está llevando a cabo en el Yard de Dragados Off Shore en Puerto Real (Cádiz). En el mes de Agosto



TYPICAL CROSS SECTION

Figura 3.1: Sección transversal de vanos de acceso del puente de Öresund

de 1997 se inició el primer suministro a través de una pontona semisumergible de 24.000 toneladas y 150 m de eslora, guiada con un remolcador que transporta dos vanos de 5.500 toneladas cada uno. La duración aproximada del transporte es de 14 a 18 días. A continuación se describe sintéticamente el proceso de construcción del tablero de cada vano de puente.

Se comienza con el ensamblaje del encofrado interior, posicionando y nivelando los 7 módulos de 20 m cada uno y se colocan las jaulas prefabricadas de ferralla. A continuación, se introduce la estructura dentro de una nave. Se posicionan los encofrados laterales y se nivelan los elementos ajustándose a la geometría requerida en planta y en alzado. Se procede al hormigonado de la sección del tablero, operación que dura entre 35 y 40 hs. A las 24 hs



de finalizado la colocación del hormigón se realiza el postensado transversal, operación que dura un día. Se retira el encofrado lateral y se traslada la estructura a la posición siguiente, donde resta duante 12-13 días, tras lo cual se procede a retirar el encofrado interior y se inyectan las vainas de postensado. Se ejecutan taladros en la mediana que servirán como alojamiento de los anclajes de las protecciones antichoque y para la electrificación de la catenaria.

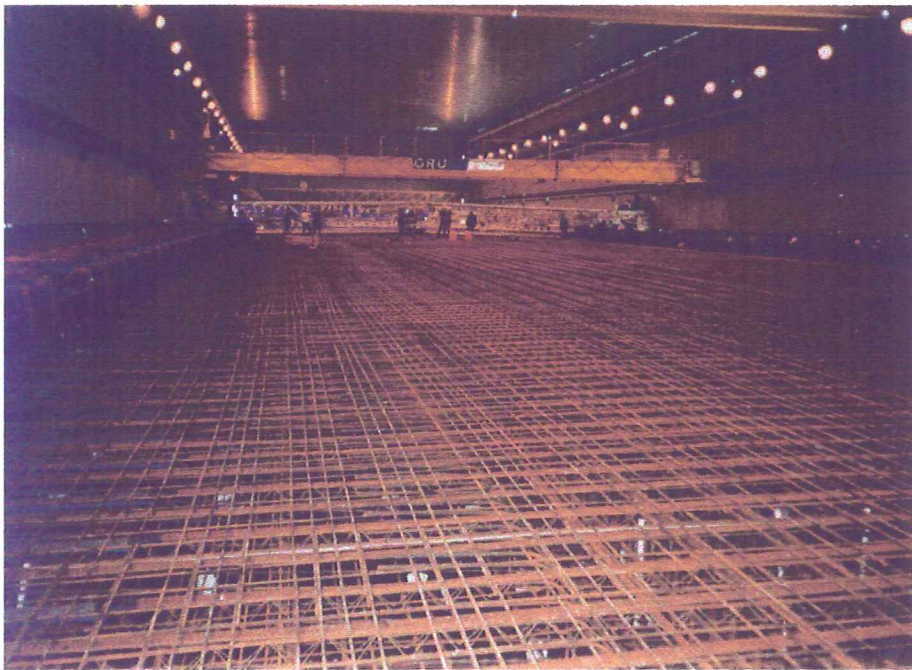


Figura 3.2: Tramo de puente de Öresund

El proceso de hormigonado es una operación continua que tiene una duración aproximada de 35 a 40 hs, con un rendimiento medio de  $40 \text{ m}^3/\text{h}$ . Una vez realizada cada amasada de  $2 \text{ m}^3$  se descarga en una vagoneta que se encarga de trasladarlo a la nave de hormigonado y en un toma muestras para el control de calidad. El hormigón descargado en el toma muestras es ensayado en el laboratorio próximo a la planta, en donde se mide el aire ocluido, cono, temperaturas y densidad del material. Sin alguno de estos parámetros supera los límites prescritos la amasada es directamente rechaz-



(a)



(b)

Figura 3.3: Nave de hormigonado, (a) vista exterior y (b) vista interior.



ada desde el laboratorio por una señal que emite un ordenador directamente a la vagoneta de descarga. Los ensayos se realizan al 100 % de las amasadas. Si los resultados son todos al comienzo positivos se va reduciendo el volumen de ensayos hasta un mínimo del 30 % de las amasadas.

El repartido del hormigón se realiza en tres fases: (a) bordillos extremos y conexión con la estructura metálica en tongadas de 0.40 m, (b) bordillos extremos y sección transversal completa en calles de 0.70 m de ancho y (c) una última tongada en bordillos.

La terminación de la superficie se realiza con una máquina que nivela y confiere el grado de rugosidad requerido. Por detrás de esta máquina hay un puente de fratasado manual que tiene como misión corregir cualquier desperfecto que pudiera dejar la máquina automática, aplicar termosensores en la superficie y colocar los plásticos de curado.

Las temperaturas de los componentes se monitorean y registran en cada una de las fases. La temperatura inicial de la masa de hormigón se estima que no debe exceder los 20 ° C. Los áridos se enfrían mediante un tratamiento criogénico a base de nitrógeno, en función de la temperatura a la que llega de la cantera y de la prevista para el hormigonado. El cemento se traslada por mar desde Alicante hasta el Puerto de Cádiz y se le aplica un tratamiento criogénico que reduce la temperatura del mismo hasta la ambiental.

Con el objetivo de garantizar un adecuado control de las temperaturas se ha diseñado una nave de hormigonado climatizada de 150 m de luz, 32 m de anchura y 26 m de altura total, que permite mantener la temperatura en su interior en 20 ° C (véanse Figuras 3.3 (a) y (b)).

### 3.3 Materiales

El hormigón de la losa del tablero es de alta resistencia (H50) y tipo A, con una resistencia mínima a compresión a 28 días de 50 MPa, de acuerdo con los requerimientos de construcción. La mezcla posee 380 Kg/m<sup>3</sup> de cemento y 38 Kg/m<sup>3</sup> de microsílíce. La relación agua/cemento de diseño es de 0.32, (véase Tabla 3.1).

Propiedades	H50
$w/c$	0,32
$\rho$ [ $10^3 Kg/m^3$ ]	2,34
$C$ [ $10^6 J/m^3 \text{ } ^\circ C$ ]	1,87
$k_T$ [ $10^3 J/m \text{ } hs \text{ } ^\circ C$ ]	6,00
$\alpha_T$ [ $10^{-6}$ ]	9,91
$Q_\xi$ [ $10^7 J/m^3$ ]	18,14
$f_\infty^-$ [ $MPa$ ]	54,00
$f_\infty^+$ [ $MPa$ ]	4,90
$E_\infty$ [ $GPa$ ]	36,20

Tabla 3.1: Propiedades del hormigón utilizado en el Puente de Öresund.

Las propiedades mecánicas del hormigón se obtuvieron de una serie de ensayos encargados por la constructora DRAGADOS OFF-SHORE. Los resultados que se presentan en la Tabla 3.1 no derivan de un estudio estadístico, por lo que deben tomarse como valores de referencia (salvo la resistencia a compresión que surge del promedio de 35 muestras).

Para estudiar el efecto de las temperaturas de curado sobre el valor de la resistencia a compresión final se realizaron ensayos a 50 y 60 °C. Los resultados obtenidos demuestran que el valor final alcanzado no fue afectado de forma significativa por la temperatura de curado y, por ende, que para este hormigón de elevadas prestaciones y sometido a un estricto control de calidad el efecto perjudicial del curado a elevadas temperaturas en el valor final de resistencia puede ser despreciado.

El coeficiente de dilatación térmica,  $\alpha_T$ , se ha obtenido como promedio de muestras de 2, 3 y 7 días de madurez.

La determinación del calor liberado durante un ensayo adiabático se basa en las mediciones de 3 ensayos de 300 hs. La utilización de microsílíce no afecta el calor total liberado durante la hidratación, sin embargo sí influye en la cinética de la reacción, retrasando ligeramente el comienzo del proceso. En la Figura 3.4 (a) se muestra la evolución de las temperaturas obtenidas utilizando el modelo termo-químico propuesto en un ensayo realizado en condi-

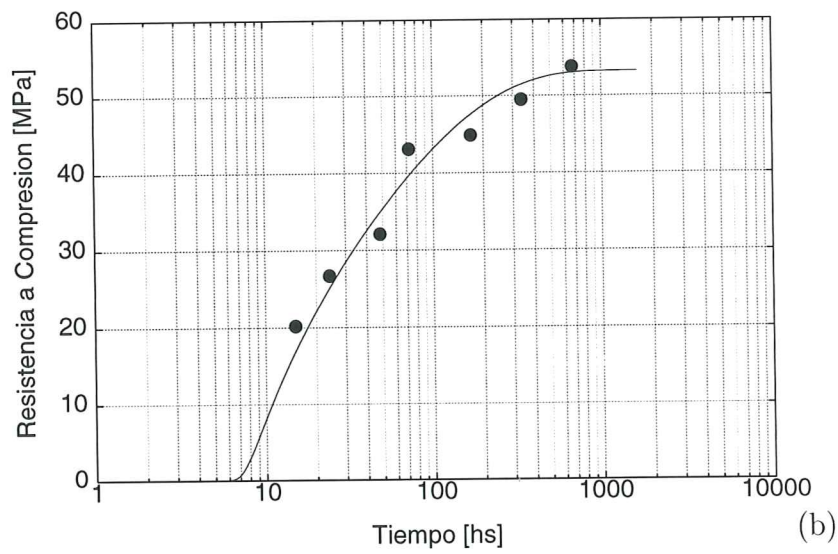
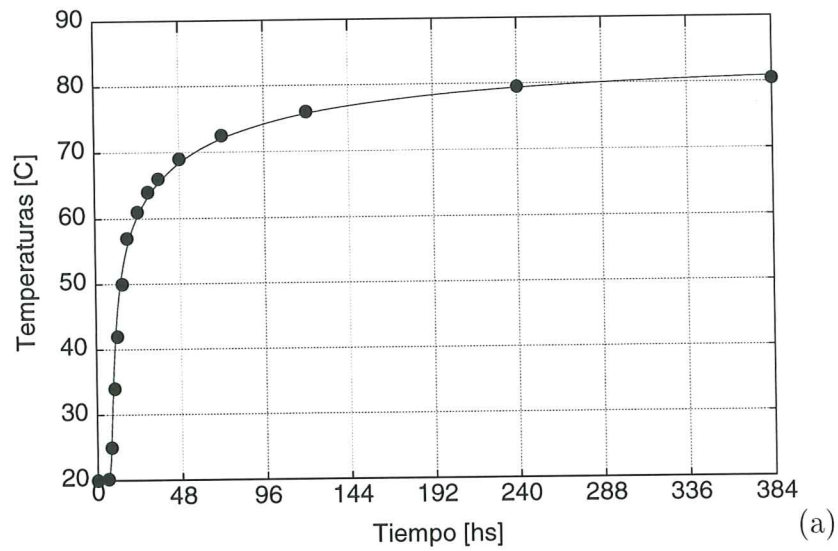


Figura 3.4: (a) Evolución de temperaturas en un ensayo adiabático y (b) Evolución de la resistencia en un ensayo isotérmico.

ciones adiabáticas. La línea continua representa la predicción del modelo, mientras que los puntos representan los resultados experimentales.

En la Figura 3.4 (b) se presenta una comparación entre los resultados numéricos y experimentales de la evolución de la resistencia a compresión realizada en ensayos en condiciones isotérmicas. La línea continua representa la evolución de la resistencia calculada a partir del modelo termo-químico y de envejecimiento propuesto, mientras que los puntos representan los ensayos experimentales.



# Capítulo 4

## Análisis térmico

En este Capítulo se presentan los resultados del análisis numérico del comportamiento térmico de la sección de un vano de un viaducto del puente de Öresund. Para ello se presenta una comparación entre los resultados medidos in situ y los obtenidos mediante el modelo propuesto simulando las condiciones reales de construcción.

### 4.1 Modelo numérico

El modelo numérico utilizado para el análisis 2D se basa en una discretización por elementos finitos de la losa de hormigón del tablero del viaducto. Por razones de simetría respecto al eje vertical central sólo se modeliza media sección, imponiéndose en el eje las condiciones de apoyo apropiadas.

La sección del puente se ha discretizado a través de 900 elementos isoparamétricos de 4 nodos. La malla es lo suficientemente densa como para capturar los efectos térmicos superficiales (véase Figura 4.1).

Para simular la transferencia de calor de la pieza de hormigón hacia el medio ambiente se consideraron dos superficies de contacto, una superior que representa al contorno del hormigón recubierto por una capa de plástico y una inferior que representa las características térmicas del encofrado. El coeficiente de convección-radiación correspondiente a cada una de estas su-



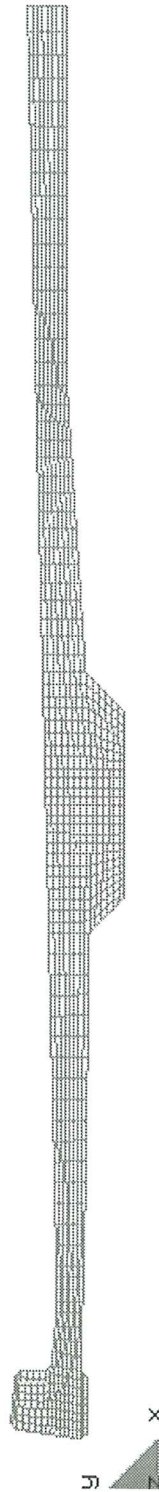


Figura 4.1: Malla de elementos finitos.

perfiles es función de un conjunto de factores, tales como la humedad ambiente, la velocidad del viento, la cantidad de horas de insolación, etc. En la práctica, la determinación experimental de este coeficiente es de una complejidad considerable, por lo que en este trabajo se adoptan los siguientes valores, constantes para todo el proceso de construcción de la losa:  $27.000 \cdot 10^3 \text{ J/m}^2 \text{ hs } ^\circ\text{C}$  para la cara superior y  $12.500 \cdot 10^3 \text{ J/m}^2 \text{ hs } ^\circ\text{C}$  para la cara inferior.

## 4.2 Hormigonado en condiciones térmicas controladas

En este apartado se presenta la simulación del proceso de hidratación de la losa del tablero en condiciones térmicas controladas de hormigonado. Las medidas adoptadas durante la construcción consistieron en regular la temperatura del interior de la nave de hormigonado, lo cual permite condicionar

Propiedades	H50
$w/c$	0.32
$\xi_\infty$	0.64
$k_\xi/\eta_{\xi 0} [10^7 \text{ 1/hs}]$	0.27
$\bar{\eta}$	8.40
$A_{\xi 0}/k_\xi [10^{-4}]$	1.00
$E_a/R [10^3 \text{ } ^\circ\text{K}]$	4.00
$Q_\xi [10^8 \text{ J/m}^3]$	1.95
$\xi_{set}$	0.10
$A_f$	2.19
$B_f$	0.16
$f_\infty^- [\text{MPa}]$	53.40
$T_T [^\circ\text{C}]$	100.00
$T_{ref} [^\circ\text{C}]$	20.00
$n_T$	0.00

Tabla 4.1: Propiedades utilizadas para el análisis térmico.

la temperatura de la cara superior de la losa, y fabricar un hormigón cuyos componentes tienen una temperatura controlada (a partir del enfriamiento de los áridos, agua y cemento).

El estudio se centra en la evolución de las temperaturas en diferentes puntos de la sección del tablero. El objetivo que se plantea es el de reproducir los resultados experimentales obtenidos in situ a través del modelo termo-químico desarrollado. Para ello se comparan los resultados del modelo numérico con los registros de temperatura obtenidos en un vano, denominado E-28. Este vano fue hormigonado durante los días 20,21 y 22 de Agosto de 1997. Para monitorear las temperaturas del hormigón se colocaron 13 sensores en 4 secciones (véase secciones 1,2,3 y 4 de la Figura 4.2) y 3 sensores para medir las temperaturas ambientes en las secciones A, B y C de la Figura 4.2.

La distribución de los 13 sensores ubicados en el hormigón puede observarse en la Figura 4.3.

En el análisis 2D que se propone no pueden tenerse en cuenta las pérdidas de calor que se producen en el sentido del vano. Las secciones 1 y 4 de la Figura 4.2 se descartan para la comparación de los resultados experimentales, puesto que se ven muy afectadas por las condiciones de contorno correspondientes a los extremos del vano. De esta manera, se ha seleccionado para el análisis la sección 3.

La temperatura ambiente se obtiene a partir de 3 sensores ubicados en las secciones A, B y C de la Figura 4.2. La simulación se realiza considerando el promedio de los valores correspondientes, que varían en el rango de 21 a 29 ° C. El proceso de fabricación previsto para los tramos de tablero permite controlar la temperatura ambiente de la cara superior de la losa, ya que se hormigona dentro de una nave. El control del ambiente de la cara inferior del tablero es más complicado, ya que la nave de fabricación debe permitir el paso de la estructura metálica del tramo antes del hormigonado de la losa y posteriormente debe permitir el paso del tramo mismo, incluyendo el encofrado metálico.

Esta diferencia en las condiciones climáticas de la zona superior e inferior se refleja en el modelo numérico a través de los coeficientes de convección

y en las temperaturas ambiente de las dos superficies. Sin embargo, los valores experimentales medidos en el vano considerado demuestran que las temperaturas en la cara superior (interior de la nave) y debajo del encofrado son prácticamente iguales, por lo que en el modelo se adopta una única temperatura ambiente, que varía a lo largo del proceso de curado como se indica en la Figura 4.4.

La temperatura inicial del hormigón se prevee que no supere los 25 °C. Para el tramo estudiado la temperatura inicial medida in situ y supuesta en el modelo es de 19 °C.

En las Figuras 4.5 (a) y (b) se muestra una comparación entre las temperaturas calculadas y medidas in situ de dos puntos que se encuentran en

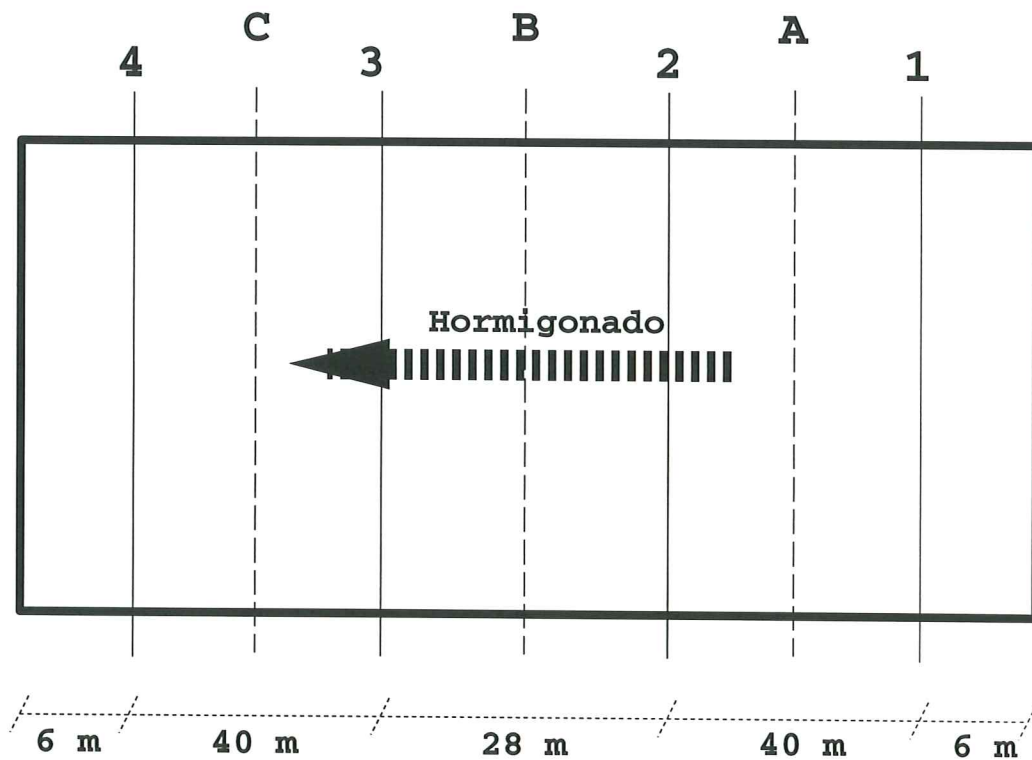


Figura 4.2: Localización de sensores en el tramo E-28.

el interior de la losa (sensores 1 y 10 de Figura 4.3). Debido a su localización en estos puntos se registran los máximos aumentos de temperatura, que alcanzan a los 58 (22 hs) y 46 ° C (16 hs) para los sensores 1 y 10, respectivamente. Una vez superado estos primeros picos de temperatura se observa una disminución en el tiempo. Esta pérdida de calor se debe al fenómeno de convección hacia el medio ambiente.

En las Figuras 4.5 (c) y (d) se muestra una comparación entre las temperaturas calculadas y medidas in situ de dos puntos que se encuentran en la superficie superior del tablero (sensores 6 y 12). El sensor 6 experimenta un salto térmico superior al sensor 12. Esto se debe a que el calor generado en la zona de apoyo con la celosía es superior debido al mayor volumen de hormigón (0.75 m de espesor), en comparación con la zona lateral donde el espesor es considerablemente menor (aproximadamente 0.30 m).

En comparación con los resultados numéricos obtenidos para los sensores 1 y 10, la concordancia de las predicciones del modelo para los sensores 6 y 12 es inferior en las primeras 24 hs. De todas maneras, es importante enfatizar que las condiciones de contorno, en particular el coeficiente de convección, afectan considerablemente los resultados de estos puntos.

Otro aspecto que puede destacarse y que además está relacionado con la dificultad de estimar correctamente las condiciones de contorno es el hecho de que la temperatura inicial registrada en los sensores superficiales (6 y 12)

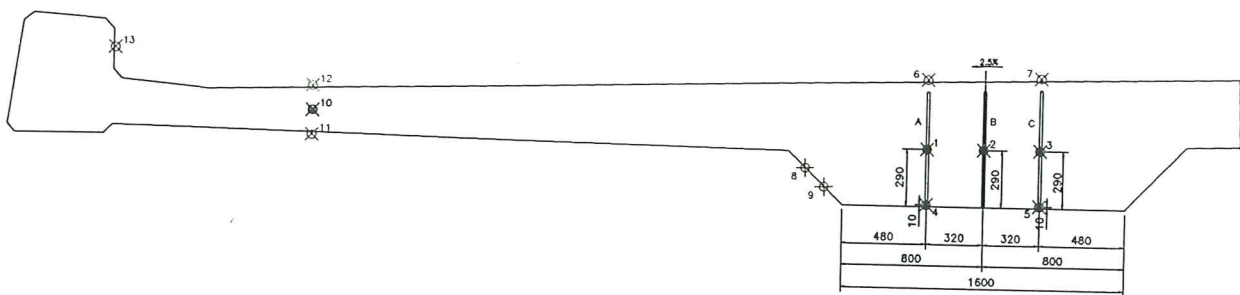


Figura 4.3: Localización de sensores.



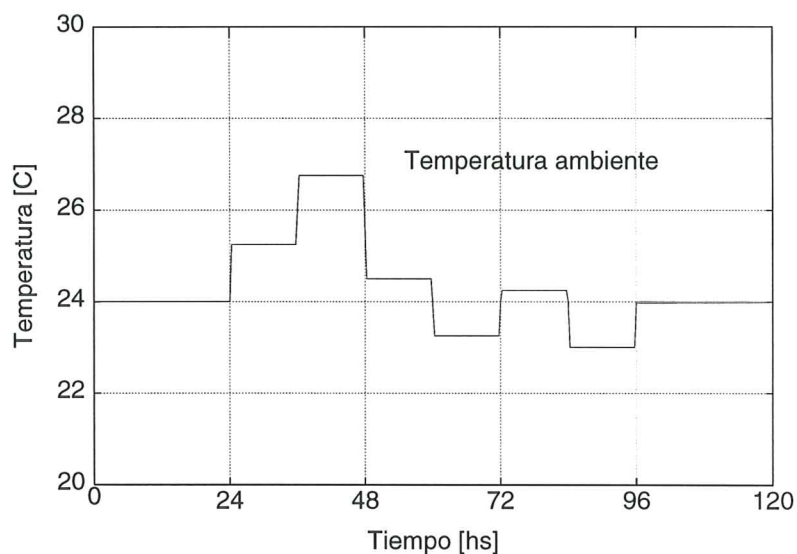


Figura 4.4: Evolución de la temperatura ambiente durante el hormigonado del tramo E-28.

es de 22 °C, mientras que en el resto de sensores esta temperatura no supera los 19 °C. A pesar de esta incongruencia, las temperatura medidas durante los primeros minutos disminuyen, acercándose a los 19-20 ° C registrados en los otros sensores.

En las Figuras 4.5 (e) y (f) se presenta la comparación entre las temperaturas calculadas y medidas in situ de dos puntos que se encuentran en la superficie inferior del tablero, en contacto con el encofrado metálico (sensores 4 y 11). De la misma manera que para los sensores 6 y 12 ubicados en la parte superior del tablero, las condiciones de contorno influyen de manera significativa en los resultados. A pesar de ello, la simulación del proceso de hidratación obtenida es cualitativamente buena, ya que el modelo captura razonablemente bien la evolución de las temperaturas.

Del análisis de la Figura 4.5 se puede inferir que el modelo numérico presentado describe correctamente el proceso de hidratación y fraguado del hormigón. Alguna discrepancia entre los valores calculados y los medidos es claramente visible durante las primeras horas, lo que pone de manifiesto

que la curva adiabática utilizada para la calibración del modelo (Figura 3.4 (a)) quizás prevee una velocidad de reacción inicial más elevada que la real. Esto se debe a que la resolución de los datos experimentales disponibles de la curva adiabática no permiten un ajuste más preciso del que se ha presentado anteriormente.

En la Figura 4.6 se puede observar la evolución de la distribución de temperaturas en el tablero durante el proceso de hidratación. Las instantáneas corresponden a las 12, 18, 24, 36, 72 y 240 hs, Figuras 4.6(a)–(f), respectivamente.

Las Figuras 4.6 (a), (b) y (c) muestran el proceso de calentamiento que caracteriza la fase inicial del proceso de hidratación del hormigón. A esta fase inicial le sigue una fase de enfriamiento progresivo, documentado por las Figuras 4.6(d), (e) y (f), que finaliza con una distribución homogénea próxima a la temperatura ambiente.

Los gradientes térmicos que se observan a través de los contornos de temperatura demuestran que la disipación hacia la cara superior del tablero es mayor que hacia el encofrado inferior. Esto es una consecuencia de los diferentes coeficientes de convección adoptados para las caras superior e inferior.

En estas Figuras se puede observar que la disipación de calor es más pronunciada en la zona del tablero de menor espesor, que la observada en la zona central de apoyo en la viga metálica y en el borde de la pasarela peatonal de mayor espesor. Debido a este enfriamiento diferenciado, después de las 36 hs (Figuras 4.6 (d), (e) y (f)) puede observarse que la zona central tiende a disipar calor no sólo hacia las superficies superior e inferior, sino también hacia los laterales donde las temperaturas son inferiores. Esto se deduce de la forma de la distribución de temperaturas en las zonas de mayor espesor que definen contornos cerrados que indican que existe flujo de calor en dirección horizontal.

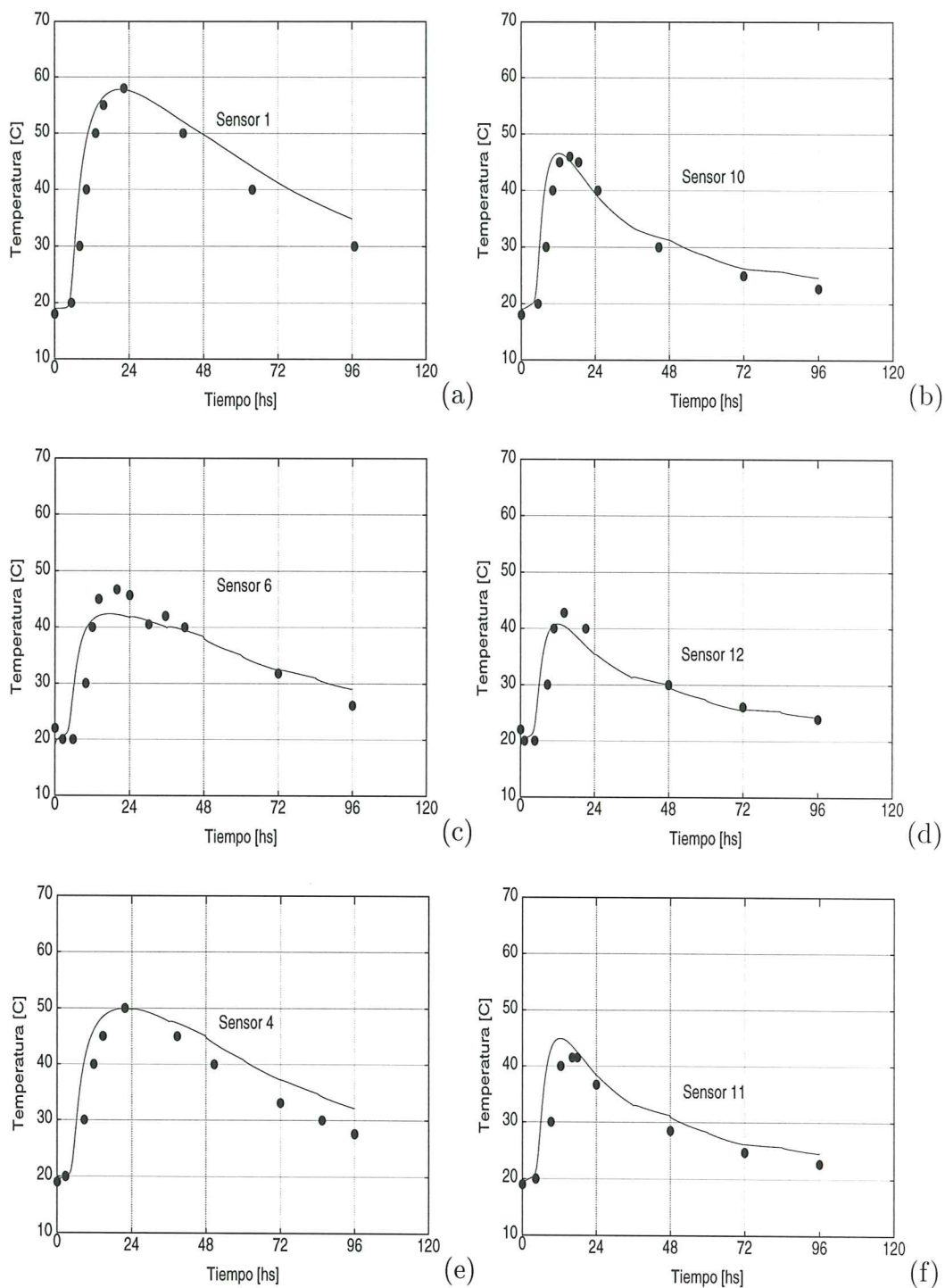


Figura 4.5: Evolución de temperaturas en tramo E-28.



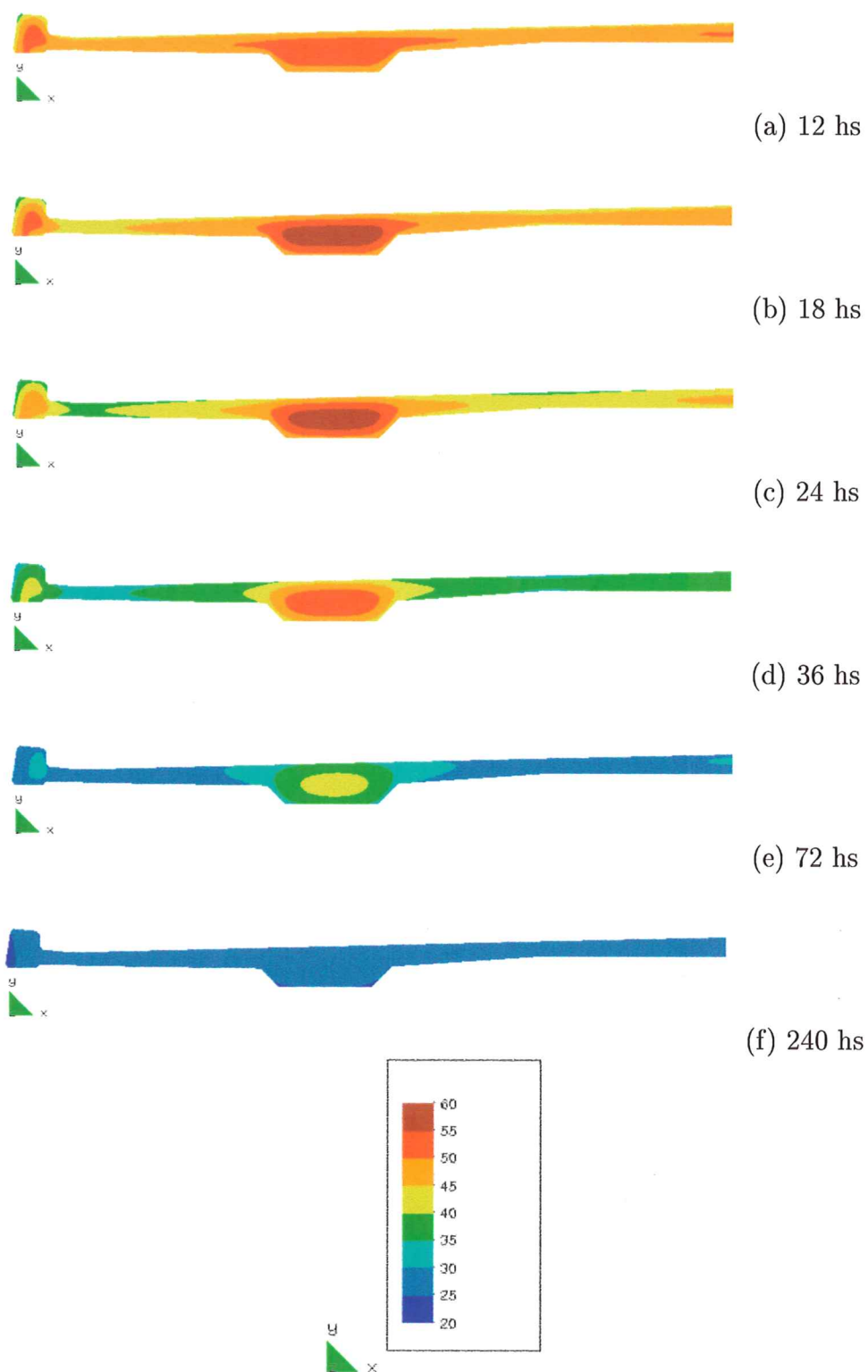


Figura 4.6: Evolución de la distribución de temperaturas en tramo E-28.

### 4.3 Hormigonado fuera de la nave de curado

En este apartado se estudia la influencia de las condiciones de curado en la evolución de las temperaturas de la masa de hormigón del tablero. Para ello se analizan dos casos en los que se supone que las condiciones térmicas ambientales no están condicionadas por la nave de curado, esto es que son las determinadas por las condiciones naturales correspondientes al verano y al invierno.

Para eso se tomaron los datos recogidos por el Observatorio Meteorológico de Cádiz durante el período de 1961 a 1995. Se deduce que la temperatura máxima esperada durante el día más cálido es de  $35\text{ }^{\circ}\text{C}$  y la mínima de  $25\text{ }^{\circ}\text{C}$  y que durante el día más frío la temperatura máxima y mínima serán de  $10$  y  $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ , respectivamente. De acuerdo a estos datos se estima que durante el día más cálido el hormigón fabricado sin ningún tipo de enfriamiento puede alcanzar una temperatura superior a los  $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ . En condiciones de hormigonado en invierno se supone que la temperatura de puesta en obra del hormigón será de  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Las Figuras 4.7 (a) y (b) muestran la evolución de las temperaturas para los nodos ubicados en las mismas posiciones que los sensores 1 y 10 de la Figura 4.3, para los casos de hormigonado en invierno y verano, respectivamente.

El análisis del proceso de calentamiento que se produce en condiciones de invierno muestra que no existen grandes diferencias respecto al caso de referencia estudiado anteriormente. Sin embargo, para el caso de construcción en verano sin protección ni pre-enfriamiento de los materiales, las temperaturas en la zona central del tablero alcanzan hasta los  $67\text{ }^{\circ}\text{C}$  a las 20 hs. Esta temperatura supera la máxima especificada en los pliegos del proyecto ( $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) y, por ende, es una de las razones que justifica la construcción de la nave de climatización y el proceso de control de temperaturas de los materiales.

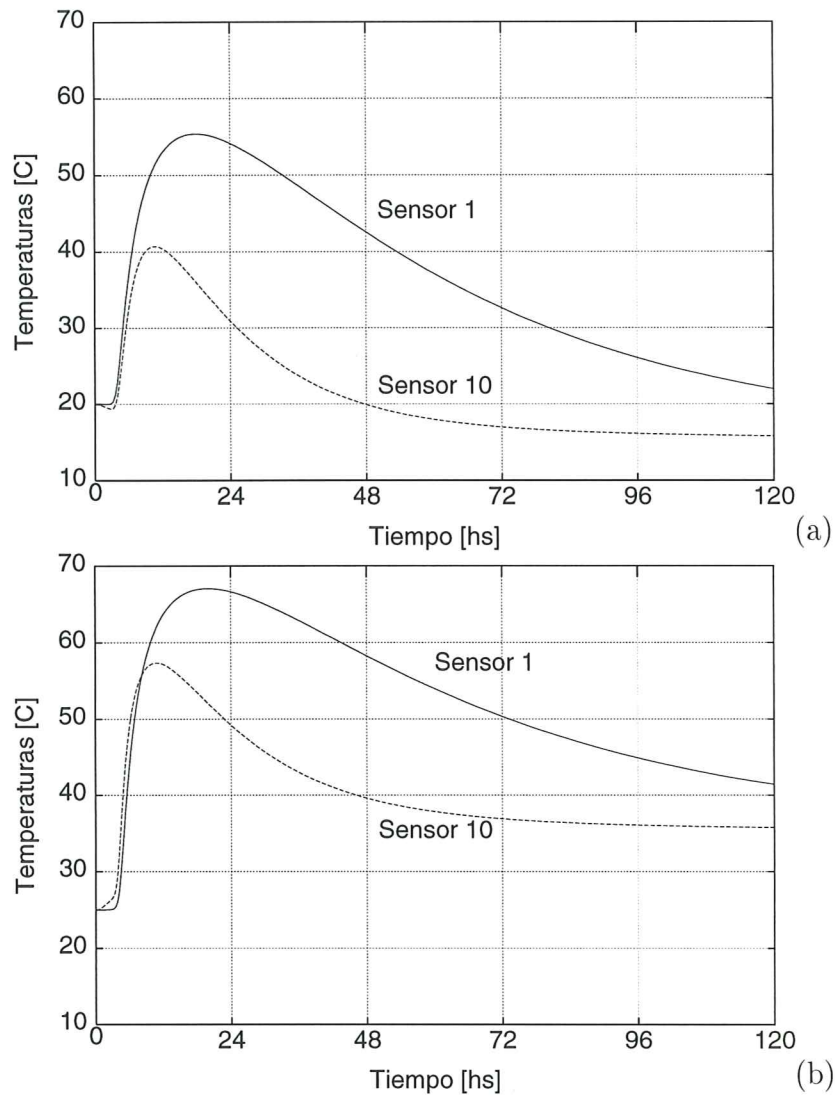


Figura 4.7: Evolución de temperaturas en tramo E-28 para un hormigonado fuera de la nave de curado, (a) Construcción en invierno y (b) Construcción en verano.

# Capítulo 5

## Análisis mecánico

En esta sección se muestra una aplicación del modelo termo-químico-mecánico propuesto para el estudio del riesgo de fisuración de la losa de hormigón del viaducto del puente de Öresund. Se estudia primero el caso de referencia con las condiciones reales de construcción. Se realiza el análisis tensional durante el proceso de ejecución y se extiende éste a los primeros 10 días de vida de la estructura.

A continuación, se estudian casos alternativos del proceso de construcción, con el propósito de estudiar la seguridad del tablero en función de diferentes condiciones de hormigonado. Se analiza el escenario correspondiente a la construcción del tablero fuera de la nave de curado, en condiciones de verano e invierno.

### 5.1 Modelo numérico

El modelo numérico utilizado para el análisis tensional es idéntico al utilizado en el Capítulo 4 para el estudio térmico del tablero. La única diferencia radica en la utilización de una superficie de contacto termo-mecánico que permite simular el encofrado metálico inferior.

Las propiedades de los materiales utilizados para la simulación de los procesos de hidratación y envejecimiento se presentaron en la Tabla 4.1 de

la Capítulo 4. La Tabla 5.1 resume las propiedades mecánicas adicionales, relacionadas con los modelos de fluencia y daño involucrados en el análisis tensional.

Propiedades	H50
$w/c$	0.32
$N$	1
$E^1 : E^2$	3:1
$\tau^1 [hs]$	$\infty$
$\tau^2 [hs]$	35.00
$\tau_{\mu 0} [hs]$	700
$c_{\mu 0} [x10^{-3}1/hs]$	6.00
$r_e^+$	1.00
$r_p^+$	1.00
$G_{f\infty}^+ [N/m]$	300.00

Tabla 5.1: Propiedades utilizadas para el análisis mecánico.

### 5.1.1 Ensayo de fluencia

Para la caracterización de las propiedades reológicas del hormigón GEOCISA (DRAGADOS) encargó una serie de ensayos al laboratorio danés Dansk Beton Teknik A/S, en los que se hizo hincapié en la medición de las deformaciones por fluencia en las primeras edades del hormigón.

Las Figuras 5.1 (a) y (b) muestran la comparación entre los resultados experimentales y la simulación numérica para la evolución de la resistencia a compresión y el módulo elástico, respectivamente. Se sometió a las probetas a una carga axial de compresión cíclica que variaba de acuerdo con la Figura 5.1 (c). La respuesta a estas cargas se muestra en la Figura 5.1 (d), donde la línea continua representa la simulación del modelo.



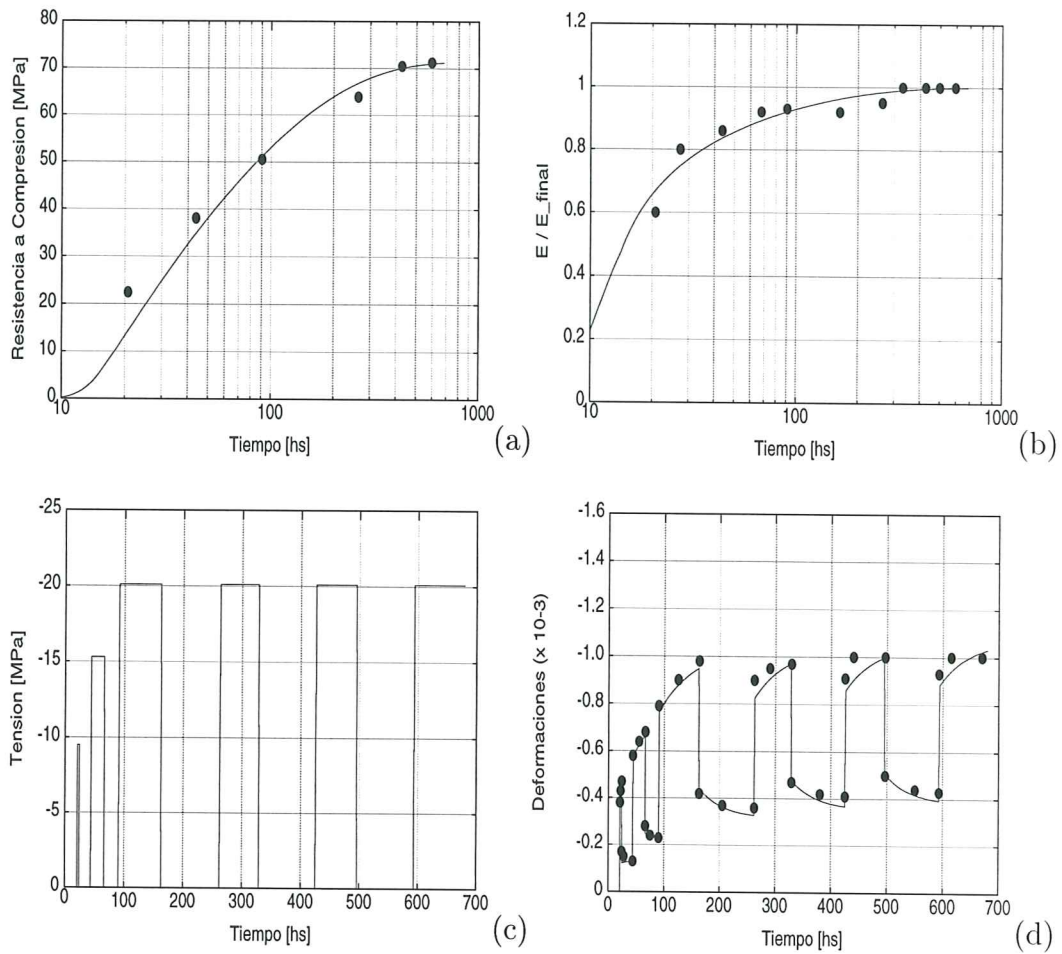


Figura 5.1: Ensayo de fluencia, (a) Resistencia a compresión, (b) Módulo elástico, (c) Historia de cargas y (d) Deformaciones totales de fluencia.

## 5.2 Caso de referencia

Se toma como caso de referencia el que corresponde a las condiciones reales de ejecución.

En las Figuras 5.2 (a) y (b) se presenta la evolución de la tensión (línea continua) y la resistencia a tracción (línea discontinua) para 2 puntos ubicados en la posición de los sensores 1 y 10, respectivamente. En estas Figuras

puede observarse que la fase de calentamiento del hormigón se corresponde con un estado tensional de compresión (rever Figuras 4.5 (a) y (b)). Una vez comenzado el enfriamiento del material las tensiones cambian de signo hasta alcanzar valores moderados de tracción. La comparación de la tensión alcanzada con la resistencia a tracción pone de manifiesto que existe cierto margen de seguridad a la fisuración. El coeficiente de seguridad puede cuantificarse a través del índice de tracción que resulta de dividir la norma del tensor de tensiones de tracción respecto a la resistencia alcanzada en cada instante. Las Figuras 5.2 (c) y (d) muestran la evolución del índice de tracción para los puntos 1 y 10, respectivamente. Puede observarse que en ninguno de los casos se alcanza al valor de 1.0, umbral que indicaría el comienzo de un proceso de fisuración.

La Figura 5.3 muestra la evolución de los contornos del índice de tracción. Las instantáneas corresponden a las 12, 18, 24, 36, 72 y 240 hs, Figuras 5.3 (a)–(f), respectivamente. Del análisis de las Figuras 5.3 (a), (b) y (c), correspondientes al período de calentamiento del proceso de hidratación, se deduce que el índice de tracción registra un valor despreciable en casi todo el tablero, como consecuencia de la compresión generalizada. Sin embargo, el calentamiento también provoca la aparición de tensiones de tracción en la zona central de la cara superior, donde el hormigón se enfría en contacto directo con el ambiente. Los valores que se aprecian no alcanzan a superar los 0.9, por lo que se garantiza que no aparecieran fisuras de origen térmico. Sin embargo, valores tan elevados permiten predecir que sin la contribución de las armaduras la modificación de algunas de las condiciones de ejecución o de las propiedades de los materiales podría inducir fisuración superficial.

El proceso de enfriamiento viene acompañado de una tracción generalizada en el tablero como lo demuestran las Figuras 5.3 (d), (e) y (f). En este período tampoco llegan a registrarse valores críticos del índice de tracción, por lo que no se prevee ningún tipo de fisuración de origen térmico.

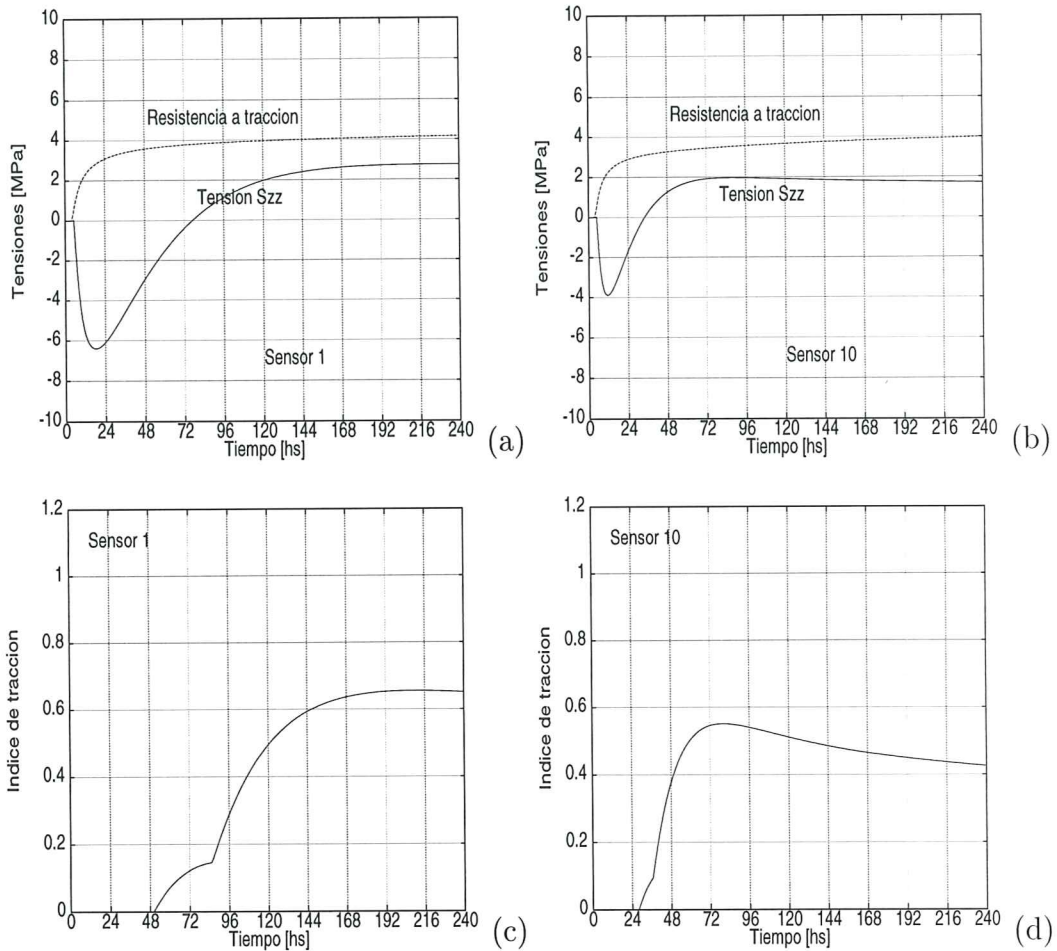


Figura 5.2: Tablero E-28, caso de referencia, (a)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 1, (b)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 10 (c) índice de tracción Sensor 1 y (d) índice de tracción Sensor 10.

### 5.3 Construcción en verano

En este apartado se presenta el análisis mecánico correspondiente a la simulación de la construcción de la losa de hormigón del viaducto de acceso al puente de Öresund en condiciones no controladas de hormigonado, es decir suponiendo que no existe la nave de curado. El escenario simulado se corresponde al analizado en el apartado 4.3 del análisis térmico en condiciones

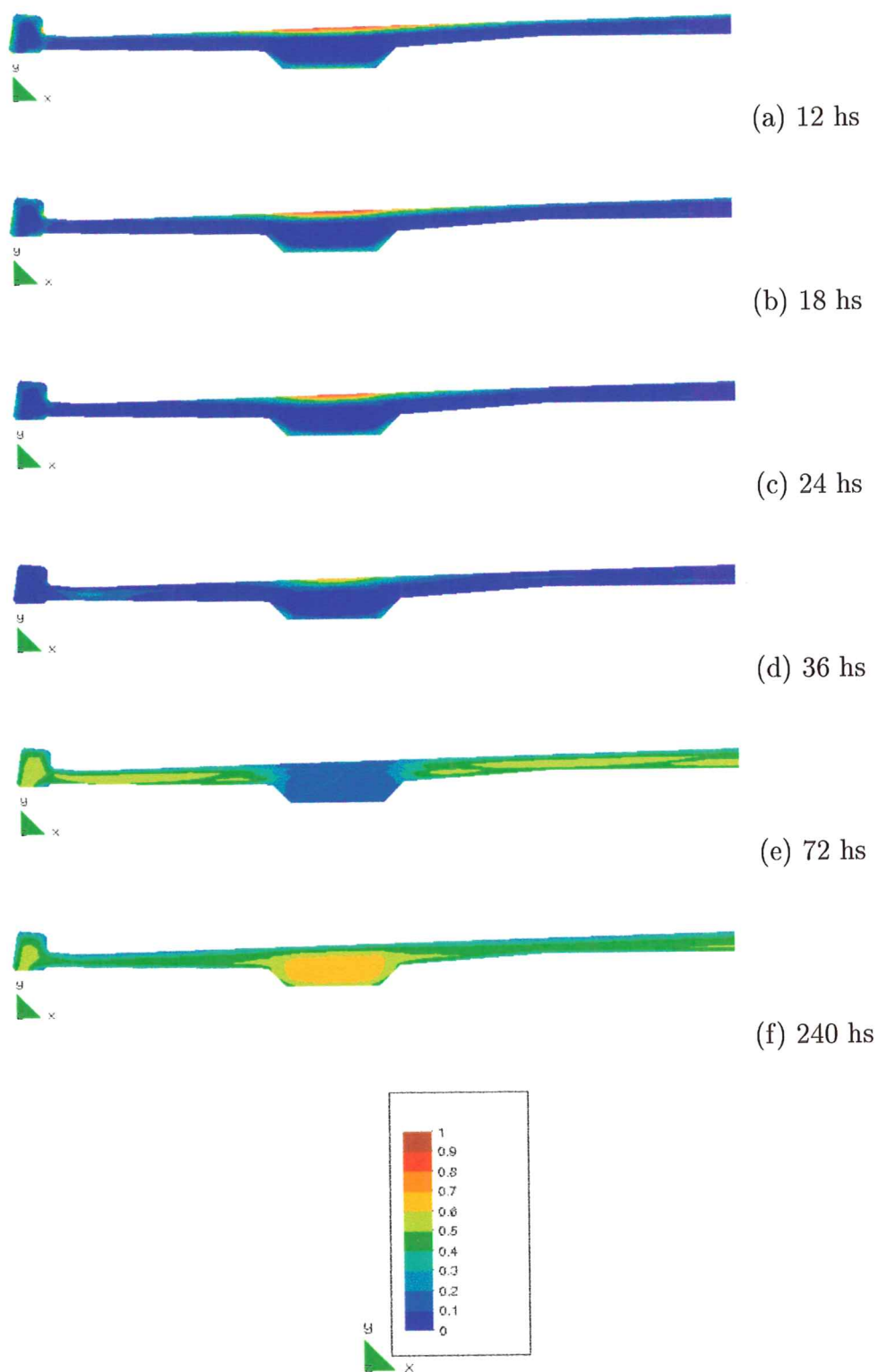


Figura 5.3: Evolución del índice de tracción en tramo E-28, caso de referencia.



climáticas de verano.

La Figura 5.4 muestra los resultados para los puntos que corresponden a los Sensores 1 y 10, equivalentes a los presentados en la Figura 5.2 para el caso de referencia. De la comparación de ambas Figuras se deduce que el riesgo de fisuración para ambos escenarios es muy similar, por lo que el importante aumento de las temperaturas evidenciado en el presente escenario no afecta al riesgo de fisuración de la estructura. La Figuras 5.5 documenta la evolución del índice de tracción para la construcción en verano, la cual se presenta muy similar a la descrita por la Figura 5.3 del caso de referencia. Por lo tanto, los comentarios hechos a proósito del caso de referencia se aplican a la presente evolución del índice de tracción para la construcción en verano.

## 5.4 Construcción en invierno

En esta Sección se analiza el riesgo de fisuración suponiendo que la losa se hormigona al aire libre con condiciones atmosféricas representativas del invierno.

De la comparación de las Figuras 5.6 (a) y (b) con las correspondientes al caso de referencia (Figuras 5.2 (a) y (b)) se deduce que este escenario es claramente más desfavorable, ya que no sólo el proceso de ganancia de resistencia es más lento sino que las tensiones de tracción inducidas superan dicha resistencia, provocando el comienzo del proceso de degradación. Este proceso de daño comienza aproximadamente a las 100 y 45 hs, para los puntos 1 y 10, respectivamente, representado por valores del índice de tracción superiores a 1.0, (véanse Figuras 5.6 (c) y (d)).

La Figura 5.7 muestra la evolución de la índice de tracción para el presente escenario, poniendo en evidencia el elevado riesgo de fisuración que se alcanzaría durante la construcción del tablero bajo estas condiciones térmicas de invierno sin el condicionamiento de temperaturas garantizado por la nave de curado.

La Figura 5.8 muestra la evolución del parámetro de daño durante el proceso de ejecución. La Figura 5.8 (b) revela la aparición de una pequeña



zona degradada en la cara superior del tablero, fruto de las tensiones de tracción provocadas por el calentamiento de la pieza. Sin embargo, esta zona degradada no se ve amplificada a posteriori. Es recién a partir de las 72 hs cuando se prevee la aparición de fisuración generalizada en la pieza, tanto en el bordillo como en la zona central de apoyo con la celosía metálica.

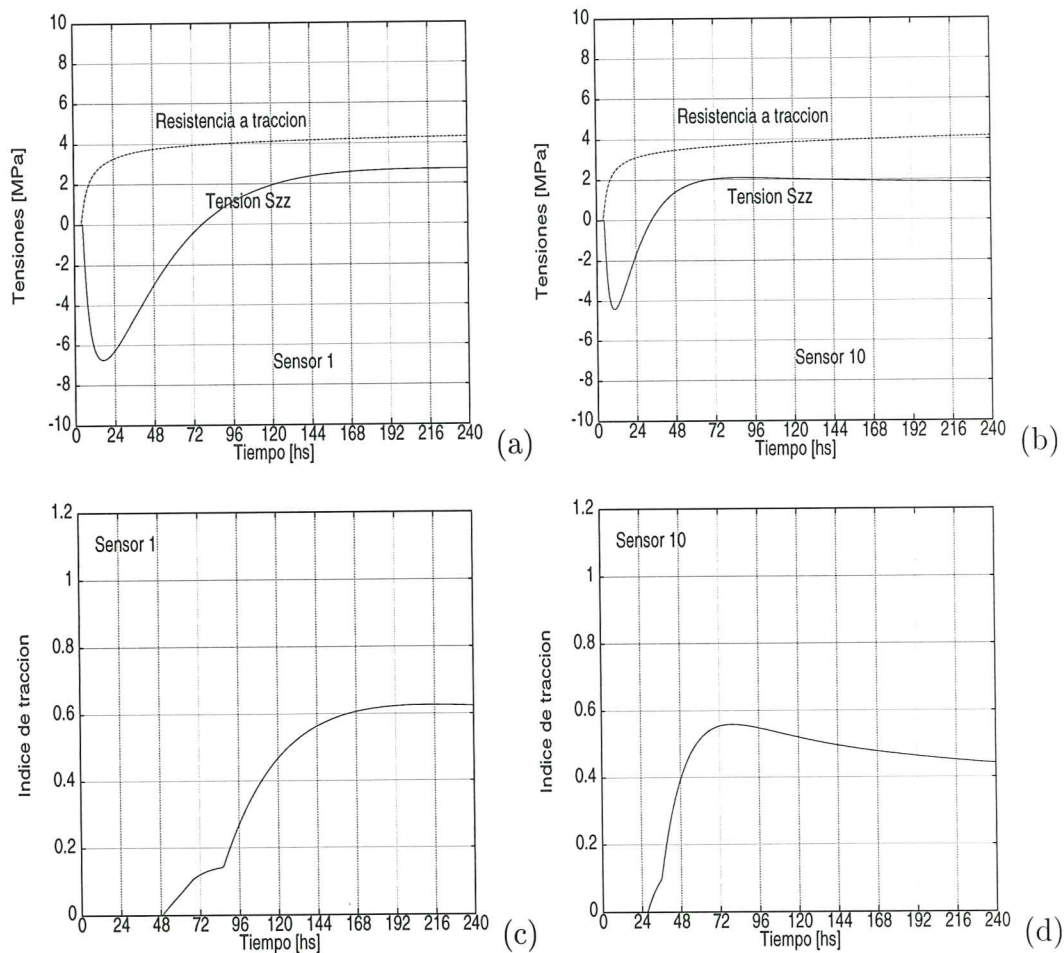


Figura 5.4: Tablero E-28, construcción en verano, (a)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 1, (b)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 10 (c) índice de tracción Sensor 1 y (d) índice de tracción Sensor 10.

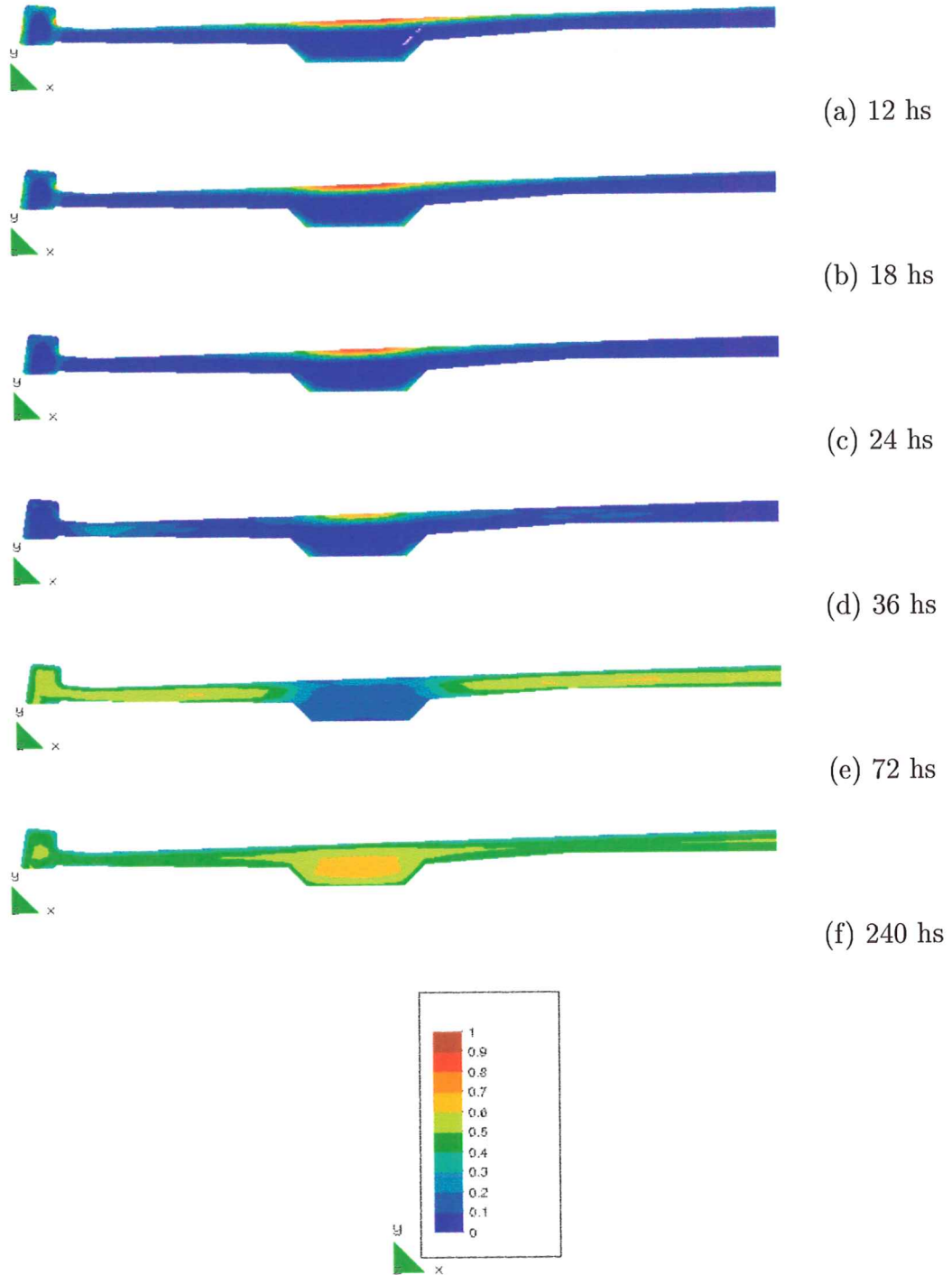


Figura 5.5: Evolución del índice de tracción en tramo E-28, construcción en verano.

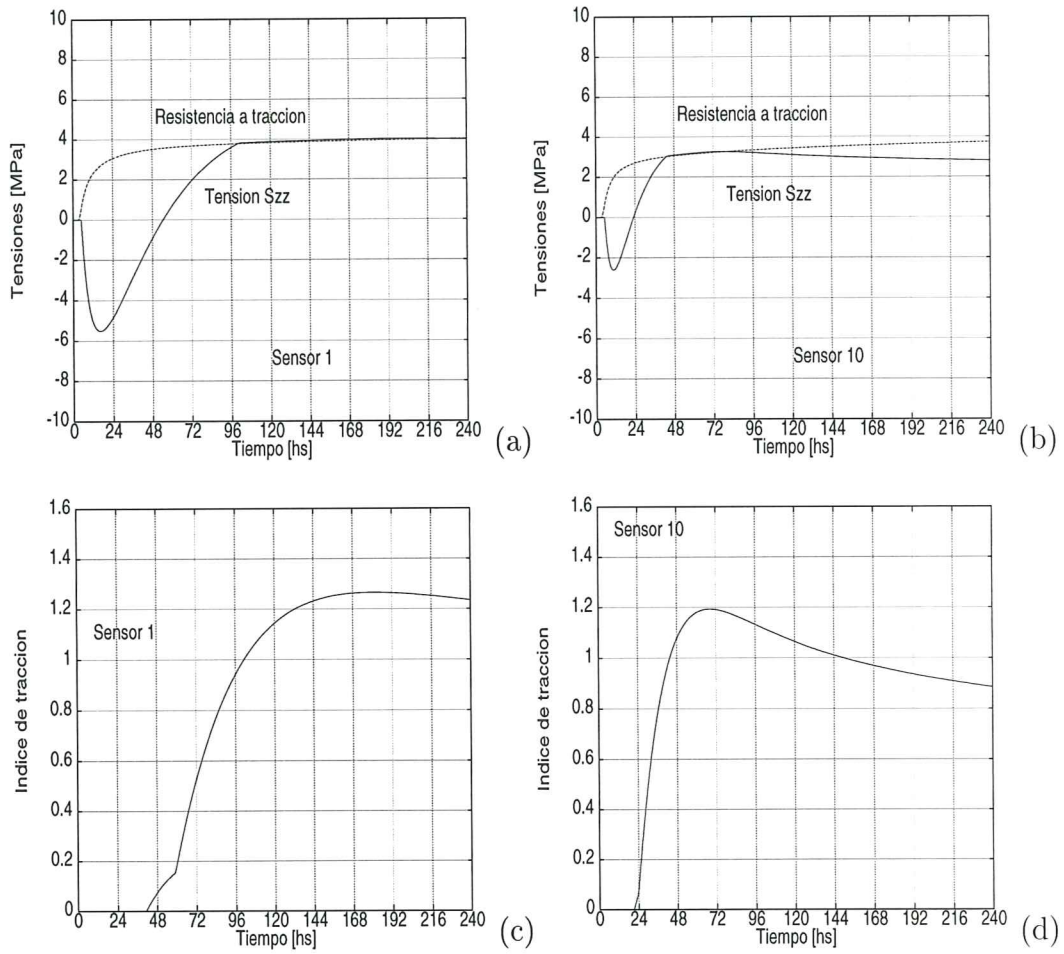


Figura 5.6: Tablero E-28, construcción en invierno, (a)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 1, (b)  $\sigma_{zz}$  vs  $f^+$  Sensor 10 (c) índice de tracción Sensor 1 y (d) índice de tracción Sensor 10.

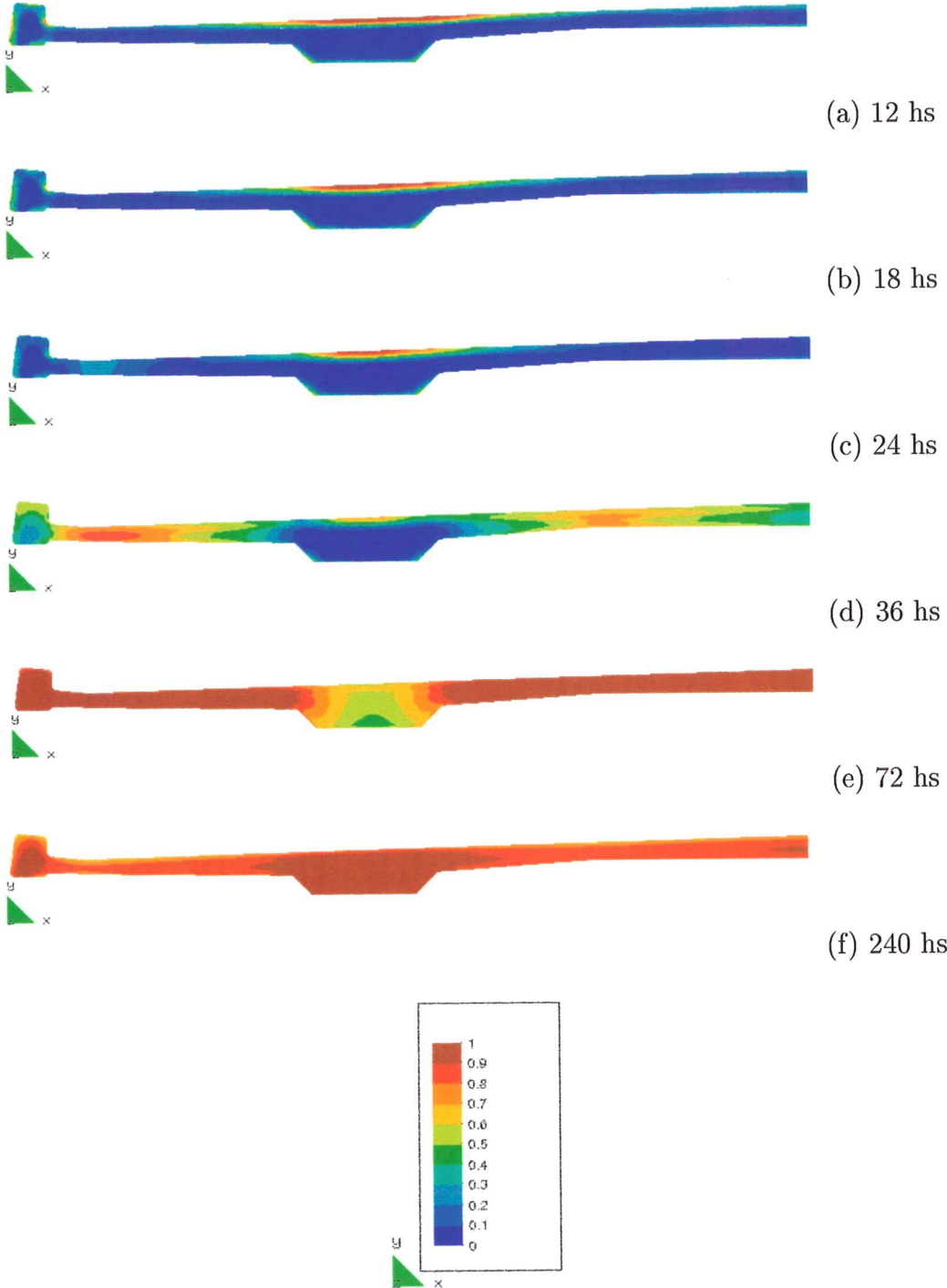


Figura 5.7: Evolución del índice de tracción en tramo E-28, construcción en invierno.

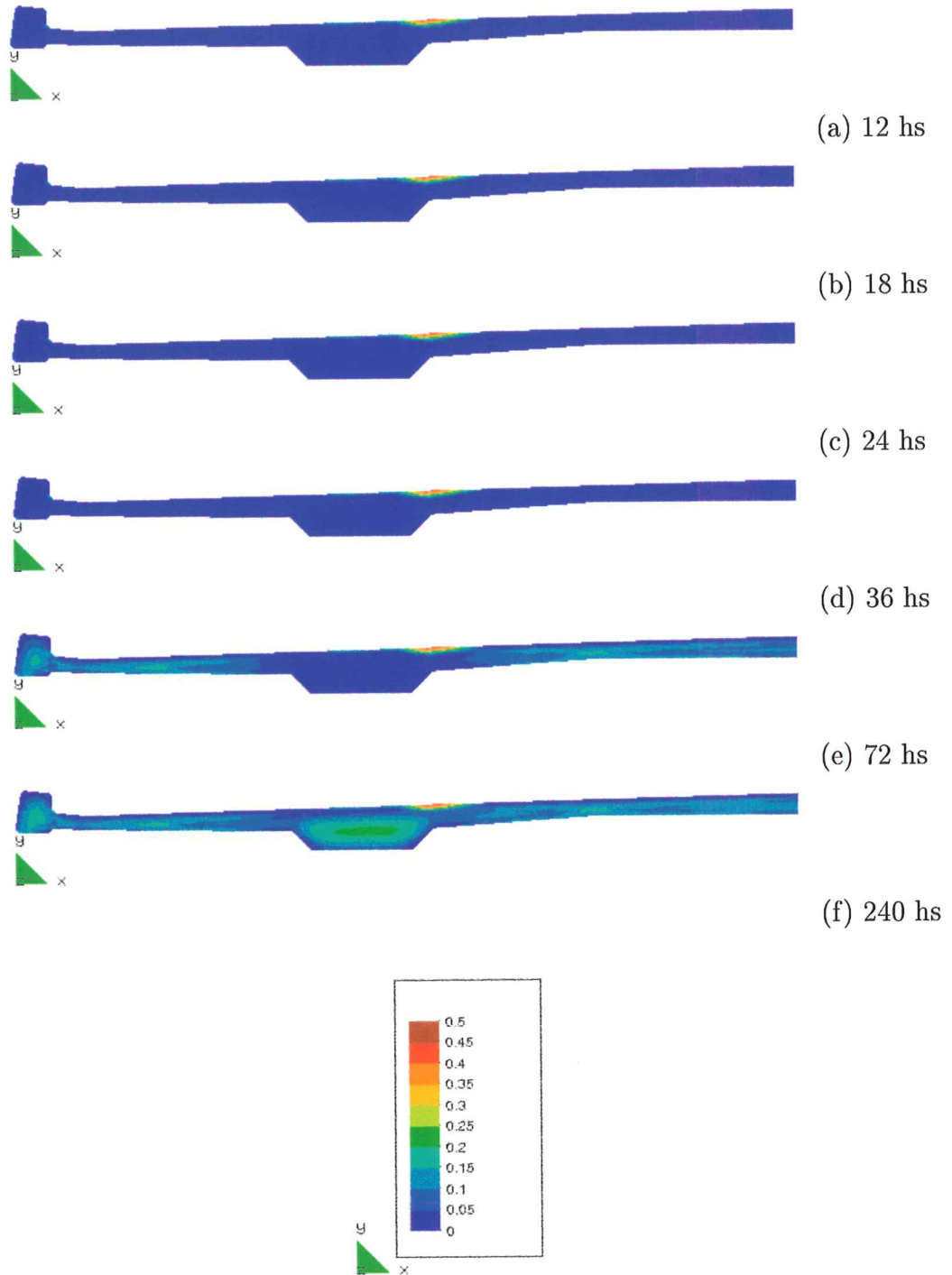


Figura 5.8: Evolución del parámetro de daño a tracción en tramo E-28, construcción en invierno.



# Capítulo 6

## Conclusiones

En este trabajo se presenta un procedimiento numérico que permite la simulación térmica y mecánica del proceso de construcción de una estructura de hormigón. El objetivo final es el de demostrar la capacidad del modelo presentado para predecir el riesgo de fisuración de una estructura de hormigón en sus primeras edades.

La base de este procedimiento es el modelo termo-químico-mecánico acoplado desarrollado para representar el comportamiento del hormigón a tempranas edades presentado en los Capítulos anteriores. El modelo es capaz de reproducir los fenómenos de hidratación, envejecimiento, fluencia y fisuración del hormigón.

El procedimiento presentado es capaz de predecir correctamente la evolución en el tiempo del grado de hidratación y el calor liberado durante la reacción de hidratación del cemento. Las evoluciones de las resistencias a tracción y compresión, y del módulo elástico se expresan en función del grado de envejecimiento. Asimismo, el procedimiento propuesto es capaz de predecir la evolución en el tiempo de las tensiones de origen térmico que se generan por el proceso de hidratación del hormigón durante la construcción y el posterior proceso de enfriamiento. Una vez cuantificado el estado tensional se puede establecer el riesgo a fisuración tanto a corto como a largo plazo.

Se utiliza un modelo 2D para simular el proceso de construcción de la losa

de hormigón del tablero del viaducto de acceso al puente de Öresund que se encuentra en fase de ejecución en las instalaciones de DRAGADOS en Puerto Real (Cádiz). Se estudian los campos de temperatura y tensión inducidos durante el período de construcción y durante los primeros días de vida de la estructura, hasta que se consigue una estabilización en la distribución de las temperaturas.

Las mayores temperaturas corresponden a puntos ubicados en la zona del apoyo de la losa en la celosía metálica. Esto se debe al mayor calor liberado por el hormigón en la zona de mayor espesor. El análisis térmico muestra la caída de temperaturas desde los elevados valores alcanzados al final del proceso de construcción hasta los valores de estabilización. Este proceso de enfriamiento dura aproximadamente entre 1 semana y 10 días. La disminución de temperaturas es más rápida para los puntos que se encuentran en los contornos de la pieza, debido a la convección con el ambiente.

Los resultados numéricos obtenidos se comparan con los medidos in situ, de lo que se deduce que el modelo es capaz de describir el proceso de calentamiento y enfriamiento con un elevado grado de precisión.

Los resultados del análisis tensional muestran que el riesgo de fisuración durante la construcción se mantiene bajo si el hormigonado se procesa bajo condiciones controladas, es decir, en el interior de una nave de curado y con un control de temperaturas de los áridos, cemento y agua.

Si el curado se realiza en verano bajo condiciones no controladas, el riesgo de fisuración seguiría siendo bajo, pero la temperatura en el hormigón sobrepasaría los 60 °C estipulados como máximo permitido en las especificaciones técnicas de la obra.

Bajo condiciones no controladas de invierno se registraría una fisuración importante en la losa de hormigón, lo que demuestra que la decisión adoptada por la empresa constructora de utilizar una nave de curado para el hormigonado resultó ser clave para controlar el riesgo de fisuración.

# Capítulo 7

## Anexo A

### Descripción del programa de cálculo

En este apartado se describen las características fundamentales de la herramienta numérica desarrollada, que permite evaluar de manera completa, práctica, eficiente y versátil el comportamiento tensodeformacional de estructuras de hormigón durante y después de finalizado su proceso de construcción. Para el desarrollo de dicha herramienta numérica se ha escogido el marco brindado por la teoría general del Método de los Elementos Finitos. El resultado final es un programa de cálculo termo-mecánico, COMET, del cual se destacan las siguientes características:

- Análisis térmico. La descripción de la evolución de las temperaturas se logra teniendo en cuenta el siguiente conjunto de factores:

- (1) Descripción de la reacción química de hidratación del cemento con el agua. Para ello es necesario conocer la cantidad y tipo de cemento, la relación agua/cemento, la temperatura inicial de la mezcla, un conjunto de propiedades térmicas tales como la conductividad, densidad, calor específico, cantidad de calor liberado por unidad de peso de cemento, la temperatura ambiente, velocidad del viento, temperatura, conductivi-

dad térmica, calor específico y densidad de los materiales que rodean al hormigón (por ejemplo encofrados), la distribución de sistemas de control de temperaturas (tubos de refrigeración o calentamiento), las operaciones de curado y la secuencia de hormigonado.

La visualización de los resultados puede realizarse a través de:

- (2) Mapas de isolíneas de temperatura.
- (3) Mapas de isolíneas de grado de hidratación.
- (4) Gráficos que muestran la evolución de la temperatura y/o grado de hidratación en diferentes puntos en función del tiempo.
- (5) Gráficos que muestran las máximas temperaturas y máximos gradientes térmicos en la masa de hormigón.

• **Análisis mecánico.** El objetivo final del análisis mecánico es el de mostrar la evolución del riesgo de fisuración a lo largo del proceso de construcción, en función del tipo de material, la tipología estructural y las condiciones de ejecución establecidas. Para ello es necesario conocer a lo largo del tiempo cómo evolucionan las propiedades mecánicas y las tensiones en el hormigón. La descripción de estos fenómenos se logra teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- (1) La geometría del modelo (dimensiones, condiciones de contorno y restricciones), la temperatura y el grado de hidratación (que a través de una función de envejecimiento permite conocer en cada instante la resistencia a compresión y a partir de ella la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad) en cada punto de la estructura, las propiedades mecánicas del hormigón a tiempo infinito (una vez finalizado el proceso de fraguado, incluyendo las resistencias a tracción y compresión, el módulo de Poisson, el módulo de elasticidad, el coeficiente de dilatación térmica, el coeficiente de retracción química, etc.), las propiedades reológicas del hormigón (que sirven de datos para el modelo viscoelástico que simula la fluencia), las características del encofrado, el ritmo de ejecución y el proceso de desencofrado.



La visualización de resultados resume el siguiente tipo de información:

- (2) Isolíneas de tensión, resistencia a compresión y módulo elástico.
- (3) El desarrollo de las tensiones principales de tracción en puntos determinados.
- (4) Mapa de distribución del riesgo de fisuración representado a través de un parámetro escalar equivalente a un coeficiente de seguridad denominado índice de tracción o compresión.
- (5) Gráficos que muestran la evolución del riesgo de fisuración en puntos determinados.

- Análisis termo-mecánico. El análisis termo-mecánico acoplado consiste en la resolución simultánea de ambos problemas planteados. Este tipo de análisis permite definir la evolución del riesgo de fisuración teniendo en cuenta todo el conjunto de fenómenos descritos anteriormente. Esto incluye la simulación de la reacción de hidratación, el proceso de envejecimiento, la evolución de las tensiones debidas a los efectos térmicos y de retracción, el fenómenos de fluencia y la secuencia de hormigonado y desmoldeo de las piezas.

- Problemas de contacto. Para modelar el comportamiento del hormigón en las primeras horas es indispensable contar con una herramienta que permita simular el encofrado. De esta manera, se puede modelar el comportamiento del material cuando todavía es una masa fluida, antes de que comience su endurecimiento y rigidización.





# Bibliografía

- Bazant, Z. P., Hauggard, A. B., Prasannan, S., and Ulm, F. J. (1997). Microprestress–solidification theory for concrete creep. i: Aging and drying effects. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 123(11):1188–1194.
- Bazant, Z. P. and Prasannan, S. (1989). Solidification theory for concrete creep. i: Formulation. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 115(8):1691–1703.
- Bentz, D. P., Waller, V., and de Larrard, F. (1998). Prediction of adiabatic temperature rise in conventional and high-performance concretes using a 3-d microstructural model. *Cement and Concrete Research*, 28(2):285–297.
- Byfors, J. (1980). Plain concrete at early ages. Technical Report N. 3:80, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- Carol, I. and Bazant, Z. P. (1993). Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 119(11):2252–2269.
- Cervera, M., Oliver, J., and Prato, T. (1999). A thermo-chemo-mechanical model for concrete. *Accepted to be published on J. Engrg. Mech., ASCE*.
- de Schutter, G. and Taerwe, L. (1995). General hydration model for portland cement and blast furnace slag cement. *Cement and Concrete Research*, 25(3):593–604.

- de Schutter, G. and Taerwe, L. (1996). Degree of hydration based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and Structures*, 29:335–344.
- Elorza, J. L. D. and Tomey, P. J. T. (1998). Presentación del proyecto puente de Öresund. In Bethencourt, F. A., editor, *1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones*, pages 363–372. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Faria, R., Oliver, J., and Cervera, M. (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures. *Int. J. Solids and Structures*, 35(14):1533–1558.
- García, F. H. and Sánchez, G. S. (1998). Puente de Öresund. control de temperaturas y fisuración del hormigón del tablero en edades tempranas. In Bethencourt, F. A., editor, *1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones*, pages 397–406. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Kim, J., Moon, Y. H., and Eo, S. H. (1998). Compressive strength development of concrete with different curing time and temperature. *Cement and Concrete Research*, 28(12):1761–1773.
- Moreno, M. P. and Cobos, J. O. (1998). Materiales y propiedades del hormigón para el puente de Öresund ensayos de caracterización. In Bethencourt, F. A., editor, *1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones*, pages 373–384. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Oloukon, F. A., Bourdette, E. G., and Deatherage, J. H. (1990). Early-age concrete strength prediction by maturity – another look. *ACI Materials Journal*, 87(6):565–572.
- Pantazopoulo, S. J. and Mills, R. H. (1995). Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. *ACI Materials Journal*, 92(6):605–616.

- Reinhardt, H. W., Blaauwendraad, J., and Jongedijk, J. (1982). Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties. In *Proc. Int. Conf. of Concrete at Early Ages*.
- Rostassy, F. S., Gustsch, A., and Laube, M. (1993). Creep and relaxation of concrete at early ages - experiments and mathematical modelling. In Mang, H., Bicanic, N., and de Borst, R., editors, *Proc. 5th. Int. RILEM Symp. on Creep and Shrinkage of Concrete*, pages 453–458. E & FN Spon.
- Santiago, J. R. and Alonso, V. A. (1998). Ensayos singulares realizados para el hormigón del proyecto de Öresund. In Bethencourt, F. A., editor, *1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones*, pages 385–396. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Tan, K. and Gjørsv, O. E. (1996). Performance of concrete under different curing conditions. *Cement and Concrete Research*, 26(3):355–361.
- Tomey, P. T., Sánchez, G. S., and González, L. P. (1998). Fabricación, transporte y puesta en obra del hormigón en el puente de Öresund, sistemas de ejecución. In Bethencourt, F. A., editor, *1<sup>er</sup> Symposium Nacional de Hormigón de Altas Prestaciones*, pages 407–416. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Torrenti, J. M., Guénot, I., Laplante, P., Acker, P., and de Larrand, F. (1994). Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages. In Bazant, Z. P. and Carol, I., editors, *Proc. Int. Conf. on Computational Modelling of Concrete Structures*, pages 559–568. Pineridge Press, Swansea, Wales.
- Ulm, F. J. and Coussy, O. (1996). Strength growth as chemo-plastic hardening in early age concrete. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 122(12):1123–1132.
- Wild, S., Sabir, B. B., and Khatib, J. M. (1995). Factor influencing strength development of concrete containing silica fume. *Cement and Concrete Research*, 25(7):1567–1580.