

**Un Modelo Termo-Químico-Mecánico de  
Hormigón a Tempranas Edades  
Aplicación a la Construcción  
de Presas de HCR**

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

**Un Modelo Termo-Químico-Mecánico de  
Hormigón a Tempranas Edades  
Aplicación a la Construcción  
de Presas de HCR**

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

**Monografía CIMNE Nº 51, Julio 1999**

Diseño de la cubierta: Jordi Pallí

Primera Edición, Julio 1999

© Los autores

Edita:

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería

Edificio C1, Campus Norte UPC

Gran Capitán, s/n

08034 Barcelona, España

ISBN: 84-89925-47-X

Deposito Legal: B-35728-99

# Índice

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS	7
1.3	CONTENIDO	10
<b>2</b>	<b>HIDRATACIÓN Y ENVEJECIMIENTO</b>	<b>11</b>
2.1	INTRODUCCIÓN	11
2.2	MODELO DE HIDRATACIÓN	13
2.2.1	Amplitud de hidratación	14
2.2.2	Grado de hidratación	16
2.2.3	Ecuación del calor	17
2.2.4	Determinación experimental	18
2.2.5	Grado de hidratación y madurez	19
2.3	MODELO DE ENVEJECIMIENTO	20
2.3.1	Resistencia a compresión	22
2.3.2	Determinación experimental	26
2.3.3	Resistencia a tracción y módulos elásticos	28
2.3.4	Energías de fractura a tracción y compresión	29
2.4	SIMULACIONES NUMÉRICAS	30
2.4.1	Modelo de hidratación	30
2.4.2	Modelo de envejecimiento	33
2.5	CONCLUSIONES	47

<b>3</b>	<b>DEGRADACIÓN Y FLUENCIA</b>	<b>49</b>
3.1	INTRODUCCIÓN	49
3.2	MODELO MECÁNICO INSTANTÁNEO	50
3.2.1	Tensiones efectivas	51
3.2.2	Energía libre y ecuación constitutiva	52
3.2.3	Caracterización del daño	53
3.2.4	Evolución del daño	57
3.2.5	Acoplamiento térmico	59
3.3	MODELO MECÁNICO DIFERIDO	59
3.3.1	Teoría de la solidificación	60
3.3.2	Teoría de la micro-tensión	62
3.3.3	Deformaciones viscosas	64
3.3.4	Marco termodinámico	65
3.3.5	Viscoelasticidad con envejecimiento y degradación	66
3.4	SIMULACIONES NUMÉRICAS	68
3.4.1	Modelo mecánico instantáneo	69
3.4.2	Modelo mecánico diferido	76
3.5	CONCLUSIONES	82
<b>4</b>	<b>ANÁLISIS DE PRESAS DE HCR</b>	<b>83</b>
4.1	INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN	83
4.2	LA PRESA DE URUGUA-Í	90
4.2.1	Geometría	92
4.2.2	Materiales	92
4.2.3	Ritmo de ejecución	94
4.3	ANÁLISIS TÉRMICO	95
4.3.1	Modelo numérico	95
4.3.2	Caso de referencia	97
4.3.3	Análisis térmico unidimensional	106
4.3.4	Estudios paramétricos	107

4.4	ANÁLISIS MECÁNICO	112
4.4.1	Modelo numérico	114
4.4.2	Caso de referencia	115
4.4.3	Interrupción del proceso de construcción	124
4.4.4	Ralentización del proceso de construcción	127
4.5	CONCLUSIONES	131



# Lista de Figuras

1.1	Factores que influyen en el comportamiento del hormigón en primeras edades. . . . .	2
1.2	Metodología de análisis de estructuras de hormigón a tempranas edades. . . . .	5
2.1	Evolución de la temperatura y afinidad química normalizada en un test adiabático. . . . .	19
2.2	(a) Evolución del grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (b) Evolución del grado de envejecimiento a diferentes temperaturas de curado; (c) Relación resistencia-grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (d) Relación resistencia-grado de hidratación en condiciones adiabáticas. . .	25
2.3	Envejecimiento mecánico relativo. . . . .	29
2.4	Evolución de temperaturas y afinidad química normalizada en ensayos adiabáticos. . . . .	32
2.5	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kjellsen. . . . .	35
2.6	Evolución de la resistencia en los ensayos de Carino. . . . .	36
2.7	Evolución de la resistencia en los ensayos de Wild et al. . . . .	37
2.8	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. para las mezclas (a), (c) y (e) $w/c = 0.55$ ; (b), (d) y (f) $w/c = 0.35$ . . . .	39
2.9	Evolución de la temperatura de curado en los ensayos de Kim et al.	41
2.10	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. $w/c = 0.55$ con incrementos de temperatura. . . . .	42
2.11	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. $w/c = 0.55$ con decrementos de temperatura. . . . .	43

2.12	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. $w/c = 0.35$ con incrementos de temperatura. . . . .	44
2.13	Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. $w/c = 0.35$ con decrementos de temperatura. . . . .	45
2.14	Comparación entre los datos experimentales de los ensayos de Kim et al. y el modelo propuesto para las mezclas (a) y (c) $w/c = 0.55$ ; (b) y (d) $w/c = 0.35$ . . . . .	46
3.1	Dos criterios de daño diferentes. . . . .	55
3.2	Aplicación del espacio de tensiones (a) normalizado al (b) real. . . . .	56
3.3	Curvas tensión-deformación uniaxiales. . . . .	58
3.4	Modelo reológico para el comportamiento a largo plazo. . . . .	61
3.5	Resultados para el hormigón C-30. . . . .	72
3.6	Resultados para el hormigón C-70. . . . .	73
3.7	Resultados para el hormigón C-100. . . . .	74
3.8	Resultados de los ensayos de B. & V. . . . .	77
3.9	Resultados de los ensayos de L'Hernite et al. . . . .	78
3.10	Resultados de los ensayos estáticos de Laplante. . . . .	79
3.11	Resultados de los ensayos cíclicos de Laplante. . . . .	81
4.1	Sección transversal máxima de la Presa de Urugua-í. . . . .	91
4.2	Vista longitudinal frontal de la Presa de Urugua-í. . . . .	91
4.3	(a) Evolución de temperaturas; (b) Evolución de la resistencia; (c) Efecto de la temperatura de curado; (d) Envejecimiento mecánico relativo. . . . .	94
4.4	Evolución de temperaturas en la presa, cota 130 m. . . . .	98
4.5	Evolución de temperaturas en diferentes cotas de la presa. . . . .	98
4.6	Evolución de la temperatura para cuatro tongadas consecutivas. . . . .	98
4.7	Evolución de las temperaturas a corto plazo. . . . .	101
4.8	Evolución a largo plazo de temperaturas a tres cotas de la presa. . . . .	102
4.9	Evolución de las temperaturas a largo plazo. . . . .	103
4.10	Variación térmica estacional. . . . .	104

4.11	Distribución de : (a) Resistencia a compresión; (b) Resistencia a tracción, a la finalización de la construcción de la presa (1 año).	105
4.12	Evolución a largo plazo de la temperatura para diferentes elevaciones utilizando modelos 1D (línea continua) y 2D (línea a trazos).	108
4.13	Influencia de la temperatura de colocación.	108
4.14	Influencia de la fecha de comienzo de hormigonado.	108
4.15	Influencia de la velocidad de colocación.	111
4.16	Evolución a corto plazo de las tensiones para distintas elevaciones.	117
4.17	Evolución a corto plazo de las tensiones para cuatro tongadas.	117
4.18	Evolución a corto plazo de la resistencia para cuatro tongadas.	117
4.19	Evolución a largo plazo de las tensiones para distintas elevaciones.	118
4.20	Evolución a largo plazo de la resistencia para distintas elevaciones.	118
4.21	Evolución a largo plazo del índice de tracción para distintas elevaciones.	118
4.22	Evolución a corto plazo del índice de tracción.	120
4.23	Evolución a largo plazo del índice de tracción.	122
4.24	Evolución estacional del índice de tracción.	123
4.25	Evolución de las temperaturas a corto plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.	125
4.26	Evolución de las tensiones a corto plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.	125
4.27	Evolución del índice de tracción a largo plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.	125
4.28	Evolución a largo plazo del índice de tracción con interrupción de 3 meses.	126
4.29	Evolución de las temperaturas a corto plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.	128
4.30	Evolución de las tensiones a corto plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.	128
4.31	Evolución del índice de tracción a largo plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.	128

4.32 Evolución a largo plazo del índice de tracción con ralentización  
del proceso de construcción. . . . . 129

## Lista de Tablas

2.1	Propiedades materiales para simulaciones de hidratación. . . . .	31
2.2	Propiedades materiales para simulaciones de envejecimiento. . . . .	34
2.3	Propiedades materiales para los ensayos de Kim et al. . . . .	38
3.1	Propiedades para las simulaciones mecánicas a corto plazo. . . . .	69
3.2	Propiedades para las simulaciones mecánicas a largo plazo. . . . .	76
4.1	Propiedades de los materiales utilizados en la presa de Urugua-í. . . . .	93
4.2	Aspectos principales de la presa de Urugua-í. . . . .	95
4.3	Propiedades utilizadas para el análisis térmico. . . . .	96
4.4	Propiedades utilizadas para el análisis mecánico. . . . .	115



# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 GENERALIDADES

La evaluación del riesgo de fisuración en estructuras de grandes volúmenes de hormigón es de fundamental importancia tanto durante el proceso de diseño como de ejecución material de la obra. En numerosos casos, las variaciones de volumen asociadas a efectos térmicos, químicos o higrométricos generan fisuras, aumentando la permeabilidad de la estructura y, por tanto, aumentando su vulnerabilidad frente a la penetración de agua y los fenómenos indeseables asociados a ésta (filtraciones, reacciones del agua con los áridos, ciclo hielo-deshielo, etc). En algunas ocasiones estas consecuencias de la fisuración pueden llegar a comprometer la durabilidad y funcionalidad de las propias estructuras. Es por esto que un detallado estudio de la evolución de las tensiones durante el proceso de construcción puede ser decisivo para reducir el riesgo de fisuración a niveles aceptables. En la actualidad se acepta que la fisuración es un problema intrínseco en la construcción de cualquier estructura con grandes volúmenes de hormigón. El desafío ingenieril consiste en desarrollar un diseño que unido a una tecnología de construcción y a un control de calidad adecuados permitan reducir al máximo el riesgo de fisuración.

Los fenómenos que se producen en el seno del hormigón a tempranas edades son diversos, complejos y de diferente naturaleza. Los procesos físico-químicos asociados a la hidratación de los componentes minerales del cemento, las deformaciones volumétricas de distinto tipo asociadas a éstos y la variación en

el tiempo de las propiedades mecánicas del hormigón son los más importantes. Además, estos fenómenos interactúan entre sí de forma significativa, por lo que, en general, no pueden ser analizados por separado, salvo que se consideren hipótesis simplificadoras bien fundamentadas.

En la Fig. 1.1 se muestran, de manera esquemática, algunos de los factores fundamentales que influyen en el comportamiento del hormigón a tempranas edades, así como las interacciones más relevantes entre ellos.

Obviamente, el propio proceso de hidratación juega un papel central en el comportamiento del hormigón joven. Debido a ello, los mecanismos por los cuales el agua libre presente en la mezcla reacciona con los componentes minerales del cemento no hidratado para formar hidratos se han venido investigando activamente durante los últimos cien años, sin que aún se encuentren totalmente explicados. A la vista de lo anterior, en las aplicaciones ingenieriles se adopta una descripción macroscópica del fenómeno de hidratación. Desde este punto de vista, la hidratación del hormigón es, por un lado, una reacción

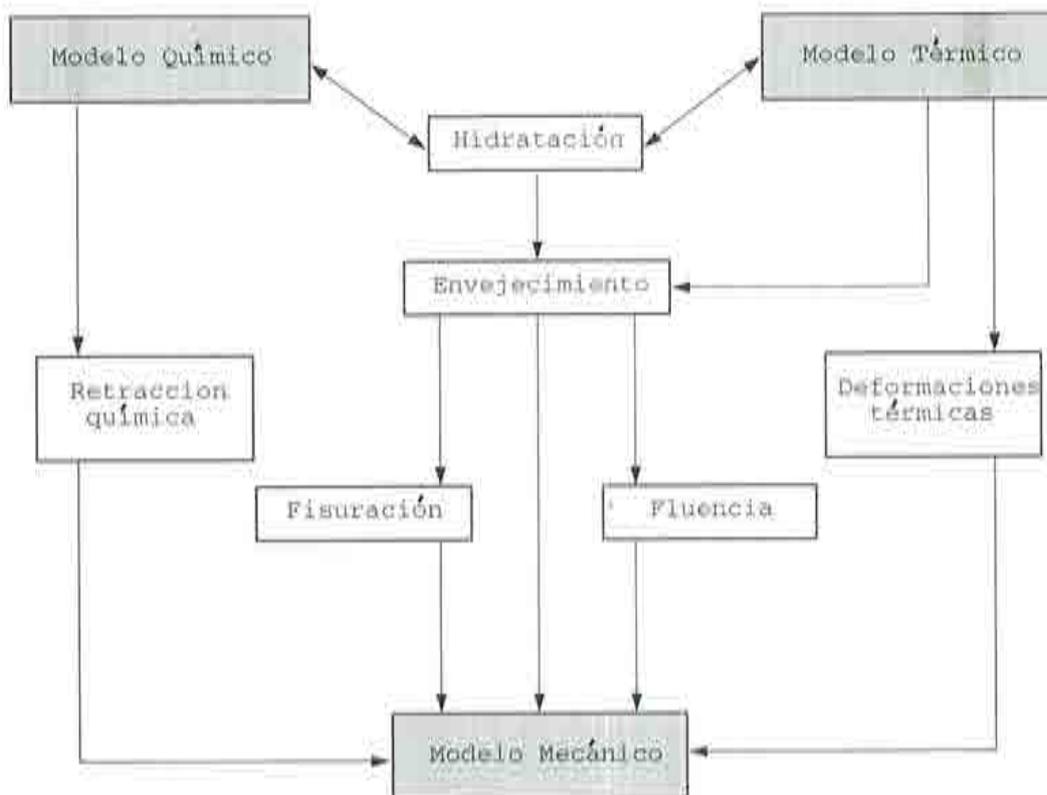


Figura 1.1: Factores que influyen en el comportamiento del hormigón en primeras edades.

altamente exotérmica y, por otro, de carácter fuertemente termo-activado. Por tanto, se precisa de un modelo termo-químico para su modelización, en el que se definan las variables de estado y un marco termodinámico apropiado para establecer las necesarias ecuaciones de estado.

Durante la reacción química de hidratación las proporciones relativas y las propiedades físicas de los componentes básicos del hormigón sufren cambios significativos. A nivel microscópico, la hidratación del cemento presenta diversas fases a través de las cuales se va formando y rellenando el esqueleto sólido entre los granos de cemento. A este proceso se le denomina *envejecimiento* (o *endurecimiento*) ya que, a nivel macroscópico, el fenómeno se manifiesta como un cambio de las propiedades mecánicas del hormigón en función del grado de hidratación. Así, los modelos de envejecimiento existentes contemplan la evolución en el tiempo de las resistencias a compresión y tracción y los módulos elásticos durante el proceso de hidratación. Sin embargo, existe evidencia experimental de que la evolución de las propiedades mecánicas no depende únicamente del grado de hidratación, sino también de la cinética de hidratación y, en particular, depende de forma significativa de la evolución de la temperatura durante el proceso de fraguado. Debido al carácter fuertemente exotérmico de la reacción, este hecho puede tener marcada relevancia en el comportamiento de las estructuras de hormigón en masa, en las que gran parte del material se encuentra en condiciones cuasi-adiabáticas.

Por tanto, asociados al proceso de hidratación se producen importantes variaciones de volumen, tanto de origen térmico como químico. Como la rigidez del hormigón joven es inicialmente pequeña, esto suele conducir a tensiones moderadas y, preferentemente, de compresión. Posteriormente, cuando la rigidez ha aumentado significativamente, el hormigón empieza a enfriarse. La baja conductividad del hormigón y los fenómenos de radiación y convección con el medio ambiente pueden generar gradientes térmicos importantes. La restricción externa, junto con el proceso evolutivo de construcción y la baja resistencia a tracción en las primeras edades puede producir fisuración.

Por otra parte, el comportamiento mecánico del hormigón a tempranas edades muestra una marcada dependencia del tiempo de naturaleza compleja muy relacionada con el contenido de agua en el material y con el comportamiento visco-elástico del esqueleto sólido en formación. La consideración de estos efectos adquiere particular trascendencia cuando se estudia el comportamiento de estructuras pretensadas, esbeltas, con procedimientos constructivos evolutivos, o bien de estructuras con grandes volúmenes de hormigón. Por ejemplo, el estudio de las deformaciones producidas en puentes construidos por

voladizos sucesivos es fundamental a la hora de definir el proceso constructivo. Asimismo, la redistribución de tensiones que puede producirse en estructuras altamente hiperestáticas, como son, por ejemplo, las presas, no puede ser ignorada si se pretende tener un conocimiento realista de su comportamiento estructural a medio y largo plazo.

En consecuencia, un modelo mecánico de hormigón a tempranas edades debe incluir necesariamente: en primer lugar, los efectos de interacción de origen térmico y químico; en segundo lugar, la posibilidad de fisuración a tracción en función de la evolución en el tiempo tanto de la resistencia como de la rigidez del material; y, finalmente, el comportamiento diferido bajo cargas permanentes.

El escenario, obviamente simplificado, expuesto en los párrafos precedentes sugiere la necesidad de desarrollar una metodología que permita el análisis del comportamiento estructural a corto, medio y largo plazo de las estructuras de hormigón. La Fig. 1.2 ilustra los pasos a seguir en un análisis de esta naturaleza.

Por un lado, es necesario disponer de un modelo matemático que contemple la problemática general anteriormente descrita y que se base en tres pilares fundamentales:

- (1) el desarrollo de un modelo constitutivo de comportamiento de hormigón a tempranas edades riguroso, basado en un marco termodinámicamente consistente y que incorpore el estado actual del conocimiento sobre el comportamiento del hormigón de forma satisfactoria, contemplando los diversos fenómenos de naturaleza química, térmica y mecánica, así como sus interrelaciones más relevantes,
- (2) el planteamiento del problema termo-químico-mecánico asociado al comportamiento de estructuras de hormigón a tempranas edades, a través de las necesarias ecuaciones diferenciales de gobierno, con sus correspondientes condiciones iniciales y de contorno, y que permita considerar de manera realista la influencia de las condiciones de ejecución y de las condiciones ambientales, y
- (3) la implementación de los esquemas de discretización espacial y temporal adecuados que permitan la resolución del problema matemático de forma robusta y eficiente.

La utilización de este modelo matemático debe permitir la evaluación de la evolución en el tiempo de las distribuciones espaciales de temperaturas, des-

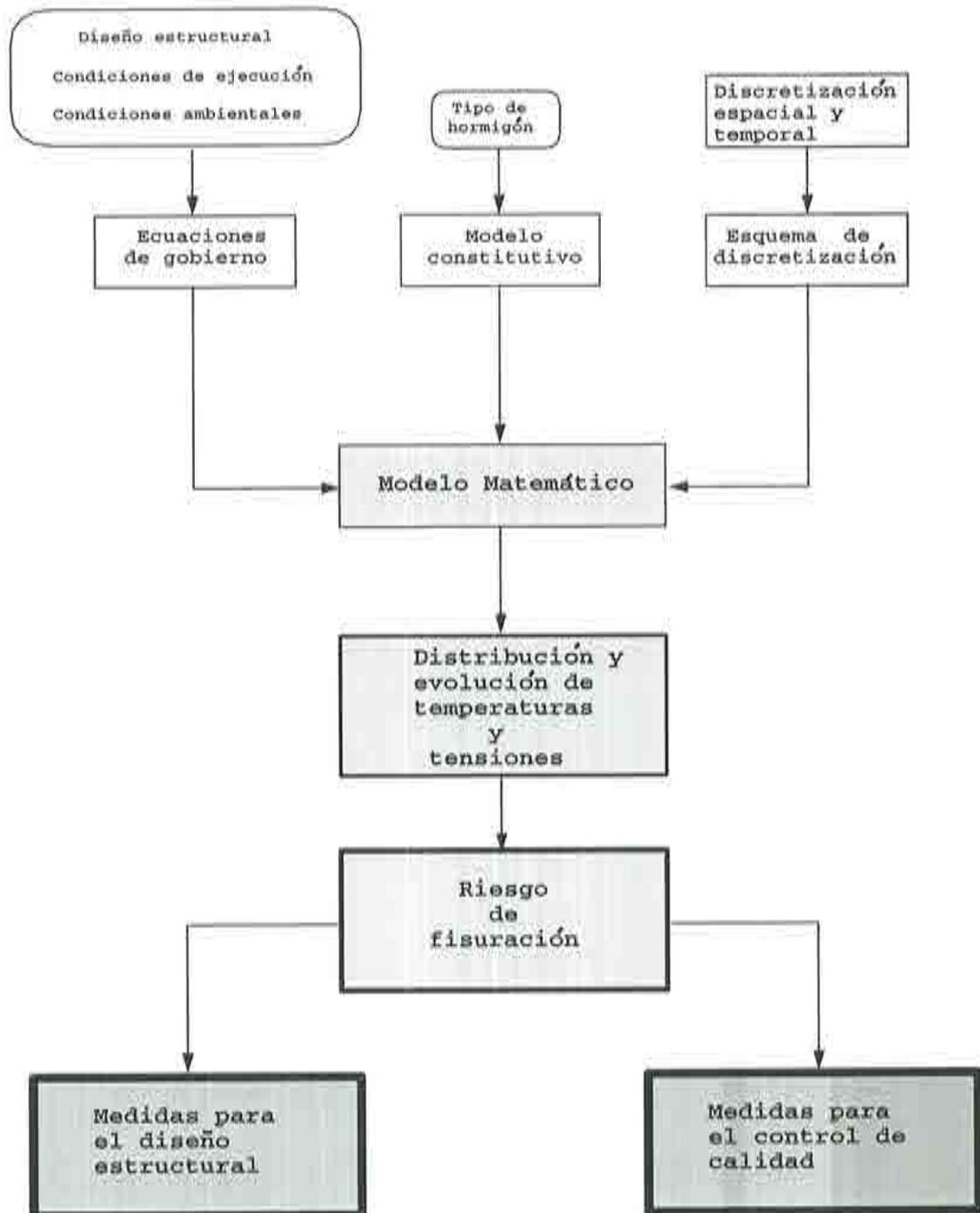


Figura 1.2: Metodología de análisis de estructuras de hormigón a tempranas edades.

plazamientos y tensiones durante la fase de construcción de la estructura, reproduciendo de forma satisfactoria el proceso evolutivo de ésta. En general, es de interés práctico y a menudo necesario prolongar el análisis durante los primeros meses o años de la puesta en servicio de la estructura, para incorporar los efectos de las cargas de servicio y analizar los efectos diferidos en el tiempo. A partir de éstos, y conociendo asimismo la evolución y distribución de la resistencia a tracción en la estructura, es posible evaluar el riesgo de fisuración tanto a corto como a largo plazo.

En caso de que los resultados de dicha evaluación sean insatisfactorios, la metodología de análisis debe permitir la evaluación de la efectividad de las medidas correctoras que se propongan. Éstas pueden consistir en:

- (a) modificaciones del proyecto, afectando tanto al diseño estructural como a la selección y dosificación del tipo de hormigón, o
- (b) medidas de relativas al control de calidad, afectando tanto a las condiciones de ejecución como a la protección frente a las condiciones ambientales.

De todo lo expuesto anteriormente se deduce que los fenómenos de origen termo-químico deben ser contemplados en detalle. Para controlar el efecto perjudicial de las acciones térmicas es necesario disminuir las temperaturas máximas y los gradientes térmicos en la masa de hormigón. Para esto pueden utilizarse diferentes técnicas como, por ejemplo, la disminución de la temperatura inicial de la mezcla a través del enfriamiento de los áridos o del agua. Para disminuir la cantidad total de calor se han estudiado numerosas alternativas en el diseño de la mezcla. Así surge la utilización de conglomerantes del tipo puzolánico como sustitutos del cemento. Las cenizas volantes, la microsílíce o las escorias de altos hornos pueden provocar, entre otros efectos, una disminución importante del calor de hidratación. En relación a las condiciones de ejecución que pueden disminuir tanto las temperaturas máximas como los gradientes de temperatura en el interior de la masa de hormigón puede citarse la variación del espesor de las tongadas, el intervalo de tiempo entre tongadas sucesivas, la utilización de serpentines de refrigeración o el uso de aislantes térmicos en los encofrados.

En este trabajo propone una metodología para el análisis de estructuras de hormigón a tempranas edades, con especial énfasis en el desarrollo de un modelo de comportamiento que incorpora los efectos químicos, térmicos y mecánicos más relevantes.

## 1.2 MOTIVACIÓN Y OBJETIVOS

Durante los últimos veinte años se han desarrollado diversas herramientas numéricas con el objetivo de cuantificar la efectividad de las medidas tecnológicas adoptadas para reducir el riesgo de fisuración. El estudio numérico de un problema tan complejo como el presentado debe basarse en un modelo matemático que sea capaz de describir el acoplamiento térmico, químico y mecánico. En este trabajo se presenta un modelo termo-químico-mecánico que tiene en cuenta los principales aspectos de la hidratación, envejecimiento, fluencia y fisuración del hormigón, en un formato tal que su implementación dentro del esquema general del Método de los Elementos Finitos sea inmediata.

El objetivo general del presente trabajo consiste en desarrollar una metodología que sea capaz de evaluar el riesgo potencial de fisuración de una estructura de hormigón en sus primeras edades, para poder así estudiar, proponer y evaluar medidas para lograr un diseño estructural adecuado y un conjunto de medidas que faciliten el control de calidad de las obras.

A continuación se enumeran los objetivos específicos planteados para el desarrollo de dicha metodología:

- (a) Proponer un modelo químico que permita representar el proceso de hidratación.
- (b) Proponer un modelo de envejecimiento que sea capaz de relacionar la evolución de la microestructura del hormigón con la evolución de sus propiedades macroscópicas.
- (c) Proponer un modelo para simular el comportamiento constitutivo no lineal del hormigón, teniendo en cuenta el proceso de envejecimiento.
- (d) Proponer un modelo viscoelástico para caracterizar el comportamiento reológico del hormigón y acoplarlo al modelo no lineal antes mencionado.
- (e) Proponer un conjunto de ensayos experimentales que permitan la calibración de los diferentes modelos propuestos.
- (f) Desarrollar una herramienta numérica que permita evaluar de manera completa, práctica, eficiente y versátil el comportamiento tensodeformativo de estructuras de hormigón durante y después de finalizado su proceso de construcción.

- (g) Presentar las capacidades de la herramienta numérica desarrollada para simular el proceso de construcción de estructuras de hormigón, contrastando para ello los resultados numéricos con valores experimentales medidos in situ.

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, 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:

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, conductividad 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:

- (1) Mapas de isolíneas de temperatura.
- (2) Mapas de isolíneas de grado de hidratación.
- (3) Gráficos que muestran la evolución de la temperatura y/o grado de hidratación en diferentes puntos de la estructura en función del tiempo.
- (4) 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:

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:

- (1) Isolíneas de tensión, resistencia a compresión y módulo de elasticidad.
- (2) Evolución de las tensiones principales de tracción en puntos determinados.
- (3) Mapa de distribución del riesgo de fisuración representado a través de un parámetro escalar equivalente a un coeficiente de seguridad denominado relación de tracción o compresión.
- (4) 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.

## 1.3 CONTENIDO

Este trabajo consta de dos partes bien diferenciadas. En la primera, Capítulos 2 y 3 se presenta un modelo termo-químico-mecánico que considera muchas de las características relevantes del proceso de hidratación y envejecimiento (o endurecimiento) del hormigón, en un formato apto para su implementación en el marco general del Método de los Elementos Finitos. En la segunda, Capítulo 4 se presenta la aplicación práctica del modelo descrito a la simulación numérica del proceso de construcción de un presa de hormigón compactado con rodillo.

En el Capítulo 2 se propone un modelo termo-químico para modelizar la evolución de la reacción química de hidratación del hormigón y del calor generado durante el proceso de fraguado. Seguidamente, se propone un modelo de envejecimiento para describir la evolución de las propiedades mecánicas del material durante el proceso de hidratación. Finalmente, se usan diferentes conjuntos de datos experimentales disponibles en la literatura para demostrar las capacidades y potencialidad del modelo.

En el Capítulo 3 se presenta un modelo termo-químico-mecánico completo, que considera muchas de las características observadas en el comportamiento del hormigón a tempranas edades. En primer lugar, se propone un modelo de daño formulado en un formato normalizado que permite incorporar directamente el fenómeno de envejecimiento. Seguidamente, se extiende el modelo propuesto para incluir el comportamiento mecánico a largo plazo (fluencia). Finalmente, se realizan simulaciones numéricas de experimentos mecánicos realizados en condiciones adiabáticas e isotérmicas en probetas de hormigón, para demostrar las capacidades y potencialidad del modelo completo.

En el Capítulo 4 se analiza el proceso de construcción de la presa Urugua-í, en Argentina, considerando las condiciones reales de ejecución. Se describen primero la geometría de la presa, los materiales utilizados en su construcción, el programa de hormigonado y construcción, etc. Seguidamente, se presentan tanto el análisis térmico como mecánico del proceso de construcción de la presa. Finalmente, se presentan también estudios alternativos sobre el ritmo de ejecución, realizados con el objetivo de estudiar la seguridad de la presa ante la fisuración. Se analiza el escenario resultante en el caso de tener que parar la construcción de la presa durante los meses de invierno, debido, por ejemplo, a condiciones climáticas inadecuadas o inundación de la zona de emplazamiento. Además, se estudia el caso en que, por razones de producción, se tenga que reducir a la mitad la velocidad de ejecución de las obras.

## Capítulo 2

# HIDRATACIÓN Y ENVEJECIMIENTO

### 2.1 INTRODUCCIÓN

El control de calidad durante la construcción constituye uno de los retos de la práctica ingenieril de nuestros días, por cuanto repercute en la pérdida de durabilidad y funcionalidad de las estructuras que se construyen. En la tecnología del hormigón, la fisuración es la causa de mayor preocupación a este respecto, y especialmente, asociada a los efectos térmicos (y de retracción) a edades tempranas.

Los procesos químicos asociados al endurecimiento del hormigón fresco durante los primeros días después de su vertido vienen acompañados de importantes cambios de temperatura y volumen. Inicialmente, la reacción de hidratación es altamente exotérmica, y el calor generado puede producir un incremento de la temperatura de hasta 50-60 °C en condiciones adiabáticas. Como la rigidez del hormigón es entonces bastante baja, esto suele conducir a tensiones moderadas, y preferentemente de compresión. Luego, cuando la rigidez ha aumentado significativamente, el hormigón empieza a enfriarse. La baja conductividad térmica del material, los efectos diferenciales debidos al propio proceso constructivo y los fenómenos de convección con el ambiente pueden generar entonces gradientes térmicos importantes. Éstos, ligados a aspectos geométricos y a restricciones externas, pueden llevar a que aparezcan tensiones de tracción significativas. La resistencia a tracción del material es especialmente pequeña a esta temprana edad y puede, por tanto, producirse fisuración. Esto puede resultar en daño estructural incluso antes de que la estructura en-

tre en servicio y, en cualquier caso, puede afectar seriamente la durabilidad y funcionalidad de construcciones de hormigón en masa o armado.

Para predecir este tipo de fenómenos se necesita un modelo termo-químico-mecánico que pueda proporcionar información sobre: el avance del proceso de hidratación, los incrementos de temperatura asociados, la evolución de la resistencia y rigidez del hormigón, así como la evolución de las tensiones de tracción y la posibilidad de fisuración durante el proceso constructivo.

En este Capítulo y el siguiente se presenta un modelo termo-químico-mecánico que considera muchas de las características relevantes del proceso de hidratación y envejecimiento (o endurecimiento) del hormigón, en un formato apto para un implementación en el marco general del Método de los Elementos Finitos. Se tratan en este Capítulo los aspectos relativos a la hidratación y el envejecimiento de hormigón, relegando al Capítulo siguiente los aspectos relacionados con el comportamiento mecánico a corto y largo plazo.

Primero, en la Sección 2.2, se propone un modelo termo-químico para modelizar la evolución de la reacción química de hidratación del hormigón y del calor generado durante el proceso de fraguado. El modelo se basa en la Teoría de Medio Porosos Reactivos, dentro de un marco termodinámicamente consistente. La hipótesis de que el sistema químico es cerrado permite una descripción local de las variables internas. Se proponen expresiones para la energía libre a partir de las cuales se obtienen las ecuaciones de estado. Se garantiza una disipación positiva en cualquier situación.

En segundo lugar, en la Sección 2.3, se propone un modelo de envejecimiento para describir la evolución de las propiedades mecánicas del material durante el proceso de hidratación. Se introduce para ello el concepto novedoso de *grado de envejecimiento* para modelar la evolución de la resistencia a compresión. Esto permite tener en cuenta el efecto de la temperatura de curado en la resistencia última de una forma más realista que considerando sólo el grado de hidratación o el concepto asociado de madurez. Otras propiedades tales como la resistencia a tracción o los módulos elásticos se relacionan con la resistencia a compresión de acuerdo con las observaciones experimentales y la práctica usual.

Finalmente, en la Sección 2.4, se usan diferentes conjuntos de datos experimentales disponibles en la literatura para demostrar las capacidades y potencialidad del modelo. Se realizan simulaciones numéricas de experimentos adiabáticos e isotérmicos en muestras de mortero y hormigón. El acuerdo cualitativo y cuantitativo entre las predicciones del modelo y los datos experimentales es notablemente bueno.

## 2.2 MODELO DE HIDRATACIÓN

La hidratación del hormigón es un proceso muy complejo que engloba un número elevado de fenómenos físicos y químicos a nivel microscópico. Básicamente, el agua libre presente en la mezcla reacciona con el cemento no hidratado para formar hidratos. El cemento Portland está formado por cuatro componentes minerales principales: silicatos cálcicos como el  $C_3S$  y el  $C_2S$ , aluminatos cálcicos como el  $C_3A$  y aluminoferratos como el  $C_4AF$ . Éstos reaccionan y se combinan con el agua para formar diferentes hidratos: el hidrato de silicato cálcico  $C_3SH$ , el hidróxido de calcio  $CH$ , la etringita  $Aft$ , el monosulfato  $Afm$ , etc.

Los mecanismos de hidratación del hormigón se han venido investigando durante los últimos cien años, pero no han sido todavía claramente explicados. Sin embargo, resulta claro que las velocidades de reacción de los componentes individuales difieren de forma significativa. Por lo tanto, la modelización matemática de las interacciones que se producen en un sistema polimineral tal como el hormigón es muy compleja, ya que influyen aspectos químicos, físicos, estereológicos y granulares que deben tenerse en cuenta. Estas complicaciones obligan a considerar el fenómeno de hidratación del *clinker* como un todo, preferentemente a la hidratación de los componentes individuales, y plantear el problema en función del proceso de hidratación conjunto (van Breugel, 1992b).

A la vista de lo anterior, en las aplicaciones ingenieriles se adopta una descripción macroscópica del fenómeno de hidratación. Desde este punto de vista, la hidratación del hormigón es una reacción altamente exotérmica y termo-activada y, por tanto, se precisa de un modelo termo-químico para su modelización. En él se definen las variables de estado y un marco termodinámico apropiado para establecer las necesarias ecuaciones de estado.

El modelo termo-químico usado en este trabajo se basa en la Teoría de Medios Porosos Reactivos desarrollada por Coussy (1995), y su aplicación al hormigón, en el contexto de la quimio-plasticidad, propuesta por Ulm y Coussy (1995, 1996). En este contexto, el proceso de hidratación del hormigón se presenta, desde el nivel macroscópico, como una reacción química en la que el *agua libre* es la fase reactiva que se combina con el cemento no hidratado para formar *agua combinada* en los hidratos como fase producto. Esto implica que puede considerarse la (micro)difusión del agua a través de las capas de hidratos ya formados como el mecanismo dominante en la cinética de la reacción.

### 2.2.1 Amplitud de hidratación

Definamos la *amplitud de hidratación (o reacción)*,  $\chi$ , como el número de moles de agua combinada por unidad de volumen (relacionada con la masa de agua combinada a través de las relaciones estequiométricas y las masas molares). En la hipótesis de un *sistema químico cerrado*, esto es, sin aporte o pérdida externa de agua, la amplitud de hidratación se puede considerar como una variable interna del sistema.

En estas condiciones, se puede expresar la energía libre del sistema termo-químico en función de una variable externa, la temperatura  $T$ , y una variable interna, la amplitud de hidratación  $\chi$ :

$$\Psi = \Psi(T, \chi) = V(T) + L(T, \chi) + H(\chi) \quad (2.1)$$

En esta expresión  $V(T)$  es la contribución térmica

$$V(T) = -\frac{1}{2} \frac{C}{T_0} (T - T_0)^2 \quad (2.2)$$

donde  $T_0$  es la temperatura inicial y es la  $C$  capacidad calorífica por unidad de volumen (en un experimento sin tensiones), que puede considerarse como una propiedad constante del material, esto es, independiente de la temperatura y de la amplitud de hidratación. El acoplamiento termo-químico está representado por  $L$ , con la expresión

$$L(T, \chi) = \frac{Q(\chi)}{T_0} (T - T_0) \quad (2.3)$$

donde  $Q(\chi)$  representa la cantidad de calor liberado por unidad de volumen como función de la amplitud de hidratación (en un experimento sin tensiones e isotérmico). La mayoría de los autores (Reinhard et al. 1982; Rostassy et al. 1993; Torrenti et al. 1994; de Schutter and Taerwe 1995) identifican la velocidad de liberación del calor con la velocidad de reacción propiamente dicha. Esto equivale a suponer una dependencia lineal de la forma

$$Q(\chi) = Q_\chi \chi \quad (2.4)$$

donde  $Q_\chi$  es el calor latente por unidad de amplitud de hidratación, que se supondrá aquí como una propiedad constante del material.

Finalmente,  $H(\chi)$  es la contribución química, que en este trabajo se tomará como una función cúbica de la forma

$$H(\chi) = \frac{1}{3} k_\chi \chi^3 + \frac{1}{2} \left( \frac{A_{\chi 0}}{\chi_\infty} - k_\chi \chi_\infty \right) \chi^2 - A_{\chi 0} \chi \quad (2.5)$$

donde  $k_\chi$  y  $A_{\chi_0}$  son propiedades materiales y  $\chi_\infty$  es el valor final de  $\chi$ .

Las ecuaciones de estado se obtienen de la Ec. (2.1) utilizando el método de Coleman, y son:

$$S = -\partial_T \Psi(T, \chi) = \frac{1}{T_0} [C(T - T_0) - Q(\chi)] \quad (2.6)$$

$$A_\chi = -\partial_\chi \Psi(T, \chi) = k_\chi \left( \frac{A_{\chi_0}}{k_\chi \chi_\infty} + \chi \right) (\chi_\infty - \chi) - \partial_\chi L \quad (2.7)$$

donde  $S$  es la entropía y  $A_\chi$  es la afinidad química de la reacción, las fuerzas termodinámicamente conjugadas de la temperatura y de la amplitud de hidratación, respectivamente. En el rango de temperaturas usual en las aplicaciones tecnológicas del hormigón el último término de la Ec. (2.7),  $-\partial_\chi L$ , puede considerarse despreciable frente al primero. Nótese que  $A_{\chi_0}$  es la afinidad inicial de la reacción (para  $\chi = 0$  y  $T = T_0$ ) y que  $A_\chi = 0$  para  $\chi = \chi_\infty$  (a  $T = T_0$ ). Nótese también que tomando  $k_\chi = 0$  se tiene una relación lineal  $A_\chi - \chi$  (Ulm y Coussy 1995).

La disipación química puede expresarse como:

$$\mathcal{D}_{chem} = A_\chi \dot{\chi} \geq 0 \quad (2.8)$$

donde a  $\dot{\chi}$ , la derivada temporal de  $\chi$ , se le llama *velocidad de hidratación*.

El modelo se completa con la ecuación de evolución para la variable interna. La velocidad de hidratación es proporcional a la afinidad química, y es usual suponer que la reacción de hidratación es termoactivada. Esto conduce a una ecuación tipo Arrhenius de la forma:

$$\dot{\chi} = \frac{A_\chi}{\eta_\chi} \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2.9)$$

donde  $E_a$  es la energía de activación de la reacción,  $R$  es la constante universal de los gases ideales y  $\eta_\chi$  es la viscosidad debida a la microdifusión del agua libre a través de los hidratos ya formados.

La relación  $E_a/R$  puede determinarse experimentalmente, y suele variar entre los 3.000 y los 8.000 °K para el hormigón. Hausen y Nielsen (1985) y van Breugel (1992a) han encontrado experimentalmente que la energía aparente de activación decrece con la temperatura, pero se mantiene prácticamente constante por encima de los 20 °C.

La viscosidad  $\eta_\chi$  es una función creciente de  $\chi$ , ya que el crecimiento de las capas de hidratos aumenta el tiempo de difusión del agua libre para llegar al

cemento no hidratado. Inspirándose en Schutter y Taerwe (1995), se propone aquí considerar  $\eta_\lambda = \eta_\lambda(\chi)$  de la forma

$$\eta_\lambda = \eta_{\lambda 0} \exp\left(\bar{\eta} \frac{\chi}{\chi_\infty}\right) \quad (2.10)$$

donde  $\eta_{\lambda 0}$  y  $\bar{\eta}$  son propiedades del material. Nótese que la disipación química puede entonces expresarse como

$$\mathcal{D}_{chem} = \frac{A_\lambda^2}{\eta_{\lambda 0}} \exp\left(-\bar{\eta} \frac{\chi}{\chi_\infty}\right) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \geq 0 \quad (2.11)$$

que se satisface automáticamente si  $\eta_{\lambda 0} \geq 0$ . Ahora, usando la Ec. (2.10), la Ec. (2.9) puede reescribirse de la forma

$$\dot{\chi} = \frac{k_\lambda}{\eta_{\lambda 0}} \left( \frac{A_{\lambda 0}}{k_\lambda \chi_\infty} + \chi \right) (\chi_\infty - \chi) \exp\left(-\bar{\eta} \frac{\chi}{\chi_\infty}\right) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \geq 0 \quad (2.12)$$

donde se puede observar que a la vez que  $\chi$  crece y se acerca a su valor final  $\chi_\infty$ , la reacción se ralentiza y  $\dot{\chi}$  tiende a anularse.

### 2.2.2 Grado de hidratación

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,  $\bar{\chi}_\infty$  y es el valor final de  $\chi$  en condiciones ideales, es decir, con una relación agua/cemento ( $w/c$ ) tal que se asegure la hidratación completa del cemento. En la práctica esta condición 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 agua/cemento de la mezcla (Byfors, 1980), y puede ser estimado a partir de la misma, por ejemplo (Pantazopoulou and Mills, 1995) de la forma:

$$\xi_\infty = \frac{1.031 w/c}{0.194 + w/c} \quad (2.13)$$

Ahora, definiendo las constantes materiales  $Q_\xi = Q_\lambda \bar{\chi}_\infty$ ,  $k_\xi = k_\lambda \bar{\chi}_\infty^3$ ,  $A_{\xi 0} = A_{\lambda 0} \bar{\chi}_\infty$  y  $\eta_{\xi 0} = \eta_{\lambda 0} \bar{\chi}_\infty^2$ , se puede reescribir el término de acoplamiento termo-químico de la Ec. (2.3) de la forma:

$$L(T, \xi) = \frac{Q(\xi)}{T_0} (T - T_0) \quad (2.14)$$

donde  $Q(\xi) = Q_\xi \xi$ , debido a la hipótesis de linealidad de la Ec. (2.4). Nótese que debido a esto, el grado de hidratación se puede definir también de la forma  $\xi = Q/\bar{Q}_\infty$ , donde  $\bar{Q}_\infty$  es la cantidad final de calor liberado en condiciones ideales (Torrenti 1992; de Schutter y Taerwe 1995; Boumiz et al. 1996; Acker 1997).

El término químico en la Ec. (2.5) puede escribirse ahora como

$$H(\xi) = \frac{1}{3}k_\xi \xi^3 + \frac{1}{2} \left( \frac{A_{\xi 0}}{\xi_\infty} - k_\xi \xi_\infty \right) \xi^2 - A_{\xi 0} \xi \quad (2.15)$$

La evolución de la nueva variable interna es ahora:

$$\begin{aligned} \dot{\xi} &= \frac{k_\xi}{\eta_{\xi 0}} \left( \frac{A_{\xi 0}}{k_\xi \xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \exp\left(-\bar{\eta} \frac{\xi}{\xi_\infty}\right) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \\ &= \bar{A}_\xi(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \geq 0 \end{aligned} \quad (2.16)$$

La función  $\bar{A}_\xi(\xi) = A_\xi/\eta_\xi$  fue introducida en Ulm y Coussy (1996) como una afinidad normalizada que caracteriza completamente la cinética macroscópica de la hidratación para una mezcla de hormigón dada. Esta función puede obtenerse experimentalmente de un test calorimétrico adiabático, tal como se describe más abajo. El modelo aquí presentado propone una expresión analítica para esta función.

### 2.2.3 Ecuación del calor

A partir del primer y segundo principios de la termodinámica se puede escribir la ecuación de campo del calor, en función de la entropía, como:

$$T_0 \dot{S} = R_{ext} - \nabla \cdot \mathbf{Q} + \mathcal{D} \quad (2.17)$$

donde  $R_{ext}$  son las fuentes externas de calor,  $\mathbf{Q}$  es el flujo de calor y  $\mathcal{D}$  es la disipación (aquí,  $\mathcal{D} = \mathcal{D}_{chem}$ ), que normalmente puede considerarse despreciable frente a los otros términos de la ecuación. Derivando respecto al tiempo la ecuación de estado para la entropía, Ec. (2.6), se obtiene  $T_0 \dot{S} = C \dot{T} - \dot{Q} = C \dot{T} - Q_\xi \dot{\xi}$ , de forma que la ecuación de campo se puede escribir en su forma usual, en función de la temperatura, de la forma:

$$C \dot{T} - Q_\xi \dot{\xi} = R_{ext} + k_T \nabla \cdot (\nabla T) \quad (2.18)$$

donde se ha usado la ley de Fourier ( $\mathbf{Q} = k_T \nabla T$ ), con  $k_T$  denotando la conductividad térmica. Nótese que el término debido al calor de hidratación,

$\dot{Q}$ , puede interpretarse como una fuente interna de calor. El modelo termoquímico propuesto permite la determinación explícita de este término a través de la Ec. (2.16).

### 2.2.4 Determinación experimental

Durante la realización de un test calorimétrico adiabático la ecuación del calor, Ec. (2.18), se reduce a

$$C \dot{T}^{ad} = Q_{\xi} \dot{\xi} \quad (2.19)$$

Esto, junto a la relación lineal  $Q(\xi) = Q_{\xi}\xi$ , permite relacionar el grado de hidratación con el incremento de temperatura en un experimento adiabático de la forma

$$\frac{\xi}{\xi_{\infty}} = \frac{T^{ad} - T_0}{T_{\infty}^{ad} - T_0} \quad (2.20)$$

donde  $T_0$  es la temperatura inicial,  $T^{ad}$  es la temperatura medida en el hormigón durante el experimento y  $T_{\infty}^{ad}$  es la temperatura final alcanzada. También se puede evaluar el valor medio de la constante  $Q_{\xi}$  durante el experimento, de la forma:

$$Q_{\xi} = \frac{C}{\xi_{\infty}} (T_{\infty}^{ad} - T_0) = C (\bar{T}_{\infty}^{ad} - T_0) \quad (2.21)$$

donde  $\bar{T}_{\infty}^{ad}$  es la temperatura final alcanzada en condiciones ideales (cuando  $\xi_{\infty} = 1$ ). Ahora, utilizando las Ecs. (2.16), (2.19) y (2.21), la afinidad normalizada se puede expresar como

$$\tilde{A}_{\xi}(\xi) = \tilde{A}_{\xi}(T^{ad}) = \frac{\xi_{\infty} \bar{T}_{\infty}^{ad}}{T_{\infty}^{ad} - T_0} \exp\left(\frac{E_a}{RT^{ad}}\right) \quad (2.22)$$

donde  $\dot{T}^{ad}$  es la derivada temporal del incremento de temperatura medida en el experimento. Por lo tanto, es posible medir la relación  $\tilde{A}_{\xi} - \xi$  experimentalmente. Por otro lado, el uso de la expresión analítica propuesta en el presente modelo para esta función, Ec. (2.16), permite la definición de la función obtenida experimentalmente mediante la calibración de tres propiedades del material,  $k_{\xi}/\eta_{\xi 0}$ ,  $A_{\xi 0}/k_{\xi}$  y  $\bar{\eta}$ , las cuales caracterizan totalmente el comportamiento químico de la mezcla de hormigón.

La Figura 2.1(a) muestra el incremento de temperatura en función del tiempo, en condiciones adiabáticas, para un hormigón convencional según resulta del modelo propuesto. La reacción de hidratación empieza muy lentamente, debido a su baja afinidad química inicial. Sin embargo, se acelera tras el llamado tiempo de activación; después, la reacción se produce muy

rápidamente en condiciones adiabáticas, debido a su carácter termoactivado. La temperatura sube rápidamente durante las primeras horas, hasta que el grado de hidratación alcanza un valor cercano al umbral de percolación. Entonces la curva sufre una inflexión evidente y la reacción se desacelera de forma clara. La Figura 2.1(b) representa gráficamente la función de afinidad química normalizada introducida en la Ec. (2.16). El máximo en la curva de afinidad química corresponde a la máxima velocidad de hidratación y, por lo tanto, al punto de inflexión en la curva de incremento de la temperatura.

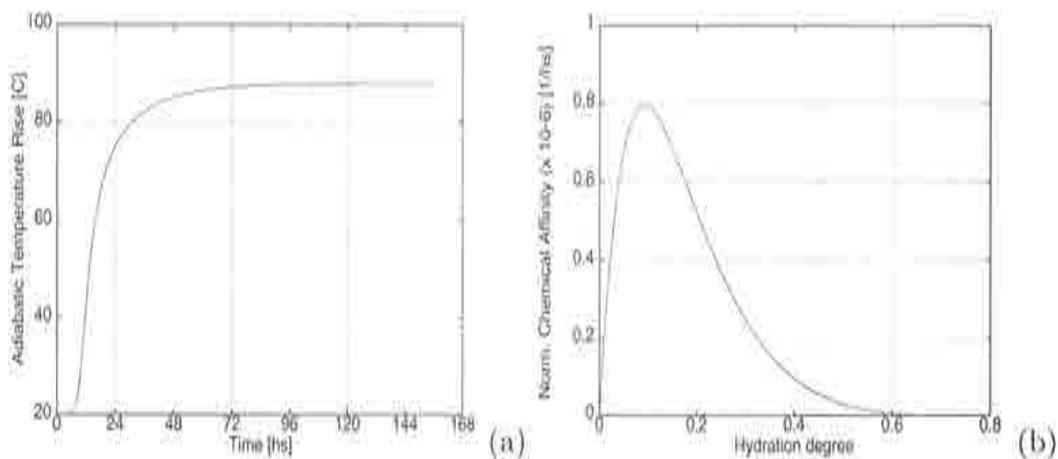


Figura 2.1: Evolución de la temperatura y afinidad química normalizada en un test adiabático.

### 2.2.5 Grado de hidratación y madurez

Desde su introducción por Saul (1951), muchos modelos de envejecimiento (o endurecimiento) de hormigón están definidos en función de la *madurez* o *edad equivalente*. Éste es un concepto empírico introducido para tener en cuenta la influencia de la temperatura durante el proceso de curado (Rastrup 1954; Plowman 1956; Oloukon et al. 1990). A pesar de que a lo largo del tiempo se han propuesto muchas expresiones para el cálculo de la evolución de la madurez, se acepta hoy generalmente que la hidratación del hormigón está gobernada por una ecuación tipo Arrhenius (Copeland et al. 1962; Carino 1981; Hansen y Nielsen 1985; Chengju 1989), lo que conduce a un concepto de madurez definido como

$$\mu_r(T, t) = \int_0^t \exp \left[ -\frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \right] d\tau \quad (2.23)$$

donde  $t$  es el tiempo o, en forma diferencial, como

$$\dot{t}_t = \exp \left[ -\frac{E_a}{R} \left( \frac{1}{T(t)} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \right] \quad (2.24)$$

donde  $T_{ref}$  es la temperatura de referencia, para la cual la madurez coincide con el tiempo real (normalmente, se toma  $T_{ref} = 20$  °C). Desde un punto de vista más fundamental, está claro que el concepto de madurez tiene que estar relacionado con los conceptos de amplitud de hidratación y grado de hidratación. En el presente modelo, comparando las Ecs. (2.16) y (2.24) se tiene la relación (Ulm y Coussy 1996)

$$\frac{d\xi}{dt_t} = \bar{A}_\xi(\xi) \exp \left( -\frac{E_a}{RT_{ref}} \right) = c_{ref} \bar{A}_\xi(\xi) \quad (2.25)$$

donde  $c_{ref}$  es una constante. Esta ecuación diferencial puede integrarse para obtener la relación entre madurez y grado de hidratación para un proceso de curado dado. Esto significa que, en general, cualquiera de las dos variables puede ser usada, indistintamente, en la definición de un modelo de envejecimiento, aunque el concepto de grado de hidratación está ligado a un marco termodinámicamente consistente y el concepto de madurez no.

Sin embargo, ni el grado de hidratación por sí mismo, ni, de forma alternativa, el concepto de madurez pueden determinar de forma unívoca el desarrollo de la resistencia para una mezcla dada. Esto se debe al papel determinante que la temperatura juega en el desarrollo de la resistencia a tempranas edades. Este tema se trata en detalle en la próxima Sección.

## 2.3 MODELO DE ENVEJECIMIENTO

Se conoce como *envejecimiento* (o *endurecimiento*) al fenómeno por el cual cambian las proporciones relativas y las propiedades físicas de los componentes básicos del hormigón durante la reacción química de hidratación.

A nivel macroscópico, el envejecimiento se observa como un cambio de las propiedades mecánicas del mortero en función del grado de hidratación. La influencia del proceso de hidratación es cualitativamente la misma para morteros y hormigones (Neville, 1981) y la relación entre sus resistencias, para la misma relación agua/cemento, es lineal (Walker y Bloem 1958).

A nivel microscópico, la hidratación del cemento consiste en (Acker, 1988):  
(a) una fase inicial en suspensión durante las primeras 1-2 horas después de la

adición del agua al cemento, en la cual el gel empieza a formarse alrededor de los granos, pero no existen fuerzas entre las partículas. (b) una fase intermedia de fraguado durante las 3-24 horas después de la mezcla, que corresponde a la formación de los productos exteriores fuera de los granos y los productos interiores dentro de ellos, y el desarrollo del esqueleto sólido básico entre los granos y, (c) una fase final de endurecimiento, entre 1 a 28 días después de la mezcla, que corresponde a la formación del esqueleto sólido estable mediante el relleno de los poros capilares e intersticiales por los hidratos. Además, cuando se considera el envejecimiento del hormigón, debe tenerse también en cuenta el comportamiento microestructural de la interfaz entre la matriz de cemento y los áridos.

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 (Rastrup 1954; Plowman 1956; Oloukón et al. 1990; Calmon 1995). La hipótesis básica para estos modelos es que hormigones con la misma mezcla tienen la misma resistencia para el mismo grado de hidratación (o madurez), independientemente de la cinética de hidratación ocurrida para alcanzar dicho grado de hidratación (o madurez).

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 en función de la cinética de hidratación (Byfors 1980; Voltz et al. 1981; Carino 1981; Chengju 1989; Shi y Day 1993; Bland et al. 1994; Wild et al. 1995; Tai y Gjorv 1996; Kim et al. 1998). Por ejemplo, Verbeck y Helmut (1968) descubrieron que la resistencia de probetas gemelas de mortero curadas a 50 °C era aproximadamente 20 % menor que la de probetas curadas a 5 °C, para un grado de hidratación dado.

Estos resultados son consistentes con las observaciones de microscopio electrónico que muestran que el incremento de la temperatura de curado produce cambios en la densidad y distribución de los granos de cemento (Kjellsen et al., 1990). Este fenómeno es más pronunciado cuando el incremento de temperatura se produce a más tempranas edades, en las fases iniciales del proceso de fraguado e hidratación (Kjellsen y Detwiler 1993). Al ser la hidratación del cemento una reacción termoactivada, a bajas temperaturas de curado los productos de hidratación se forman lentamente y el agua libre puede difundirse a través del esqueleto sólido en formación, de manera que los hidratos se depositan uniformemente. Por el contrario, el curado a altas temperaturas incrementa la velocidad de hidratación. Los productos de hidratación se forman más rápido

y se depositan más cerca de los granos de cemento no hidratados. El proceso de micro-difusión del agua libre a través del esqueleto sólido que se está formando se ve dificultado y quedan poros intersticiales huecos (Verbeck y Helmuth 1968). En Kjellsen (1990) se puede observar la formación de una cáscara alrededor de los granos de cemento como resultado de una mayor velocidad de hidratación.

La uniformidad de la microestructura afecta a la resistencia del mortero, y las propiedades mecánicas dependen del tamaño y distribución de los poros intersticiales entre los granos y la pasta de cemento (Alexanderson, 1972). Bajas temperaturas de curado conducen a una distribución uniforme de los productos de hidratación y poros intersticiales. Por el contrario, a altas temperaturas de curado el esqueleto sólido es más denso y más fuerte, pero los poros que quedan tras el proceso de hidratación son mayores. En estas condiciones, las propiedades mecánicas de la microestructura resultante (resistencia y módulos elásticos) se reducen de forma significativa.

A la vista de lo anterior, se puede concluir que la resistencia del hormigón no se puede relacionar directamente con el grado de hidratación (o madurez) y, por lo tanto, no se pueden obtener las propiedades mecánicas sin tener en cuenta la cinética de la hidratación. Un modelo de envejecimiento realista debe basarse en tomar las propias propiedades mecánicas como variables internas, y formular sus leyes de evolución en función de, al menos, el grado de hidratación y la temperatura.

El modelo de envejecimiento que se presenta a continuación contempla la evolución de las resistencias uniaxiales a compresión y tracción y el módulo elástico durante el proceso de hidratación del hormigón, porque éstos son los parámetros básicos utilizados en los modelos mecánicos descritos en el Capítulo 3. Por simplicidad se supondrá que el coeficiente de Poisson es constante. El efecto de la temperatura de curado se incluye explícitamente en el modelo.

### 2.3.1 Resistencia a compresión

El parámetro más utilizado en la práctica para la caracterización mecánica del hormigón es la resistencia a compresión,  $f^-$ . Otras propiedades mecánicas de importancia tales como la resistencia a tracción,  $f^+$ , y el módulo elástico,  $E$ , se estiman normalmente a partir de  $f^-$ . Ciertamente, ésta es la regla seguida en la mayoría de los códigos (ACI 1987; CEB 1990; MOPT 1991). Se sigue aquí el mismo procedimiento.

Como ya se ha comentado, es usual en los modelos de envejecimiento considerar la evolución de la resistencia a compresión del hormigón como una función directa del grado de hidratación, definiendo una función de envejecimiento  $\lambda_j^-(\xi)$ , de la forma:

$$f^-(\xi) = \lambda_j^-(\xi) f_\infty^- \quad (2.26)$$

donde  $f_\infty^-$  es el valor final de la resistencia a compresión y la función de envejecimiento satisface las condiciones  $\lambda_j^-(\xi) \geq 0$  y  $\lambda_j^-(0) = 0$ ,  $\lambda_j^-(\xi_\infty) = 1$ . Esta expresión, independiente de la temperatura, puede considerarse válida para condiciones de curado isotérmicas y a una cierta temperatura de referencia,  $T_{ref}$ .

En la literatura se han propuesto expresiones lineales, bilineales, parabólicas y cúbicas para la función de envejecimiento (Byfors 1980; Neville 1981; Parrot et al. 1990; Torrenti 1992; Rostassy et al. 1993; de Schutter y Taerwe 1995; Mak y Torri 1995; Ulm y Coussy 1995).

En forma diferencial, la Ec. (2.26) se puede escribir como

$$\dot{f}^-(\xi) = \dot{\lambda}_j^-(\xi) f_\infty^- = \lambda_{j,\xi}^- \dot{\xi} f_\infty^- \quad (2.27)$$

donde  $\lambda_{j,\xi}^- = d\lambda_j^-/d\xi$  representa la relación entre la variación de resistencia y la variación del grado de hidratación.

En este trabajo se supondrá que la función  $\lambda_j^-(\xi)$  de la Ec. (2.26) es una expresión parabólica de  $\xi$  y, por lo tanto, que la derivada  $\lambda_{j,\xi}^-$  puede expresarse de la forma

$$\lambda_{j,\xi}^-(\xi) = A_j \xi + B_j \quad \text{para} \quad \xi \geq \xi_{set} \quad (2.28)$$

donde  $\xi_{set}$  es un valor denominado *límite de percolación* que define el final de la fase de fraguado, justo cuando el hormigón puede empezar a considerarse un sólido (Byfors 1980; Boumiz et al. 1996; Acker 1997). En la literatura se han propuesto valores  $\xi_{set} = 0.1$  a  $0.4$ , dependiendo del tipo de cemento y de la relación agua/cemento (Torrenti 1992; de Schutter y Taerwe 1996).

Se puede considerar una relación lineal con  $A_j = 2f_\infty^-/(f_\infty^- \xi_{set}^2)$  y  $B_j = 0$  para  $\xi \leq \xi_{set}$ .

Sin embargo, como ya se ha comentado, el efecto de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia a compresión hace necesario relacionar esta evolución a la cinética de la reacción de hidratación. Para ello, se introduce una variable interna de envejecimiento,  $\kappa$ , de tal manera que la Ec. (2.26) se reemplaza por

$$f^-(\kappa) = \kappa f_\infty^- \quad \kappa \geq 0 \quad (2.29)$$

Nótese que  $\kappa$  puede considerarse como una variable de resistencia normalizada, y por ello se le denominará aquí *grado de envejecimiento*.

La evolución del grado de envejecimiento,  $\dot{\kappa}$ , se define en función de la evolución del grado de hidratación,  $\dot{\xi}$ , y de la cinética de la reacción de hidratación.

Inspirándonos en la Ec. (2.27) se propone tomar una ley de evolución del grado de envejecimiento de la forma

$$\dot{\kappa} = \lambda_T(T) \lambda_{f,\xi}^-(\xi) \dot{\xi} \geq 0 \quad (2.30)$$

donde se ha introducido el término  $\lambda_T$  para incluir de forma explícita la influencia de la temperatura de curado. Para el término  $\lambda_T$  se propone la expresión

$$\lambda_T = \left( \frac{T_T - T}{T_T - T_{ref}} \right)^{n_T} \quad (2.31)$$

donde  $T_{ref}$  es la temperatura de referencia para la determinación de  $f_\infty^-$ ,  $T_T$  representa la máxima temperatura a la cual puede fraguar el hormigón y  $n_T$  es una propiedad del material que controla la sensibilidad respecto a la temperatura de curado.

Nótese que para  $T \geq T_{ref}$  resulta  $\lambda_T \leq 1$ , disminuyendo, por tanto, el aumento de resistencia; por el contrario, para  $T \leq T_{ref}$  resulta  $\lambda_T \geq 1$ , favoreciendo, por tanto, el aumento de resistencia.

Substituyendo la Ec. (2.16) en la Ec. (2.30) se tiene

$$\dot{\kappa} = \lambda_T(T) \lambda_{f,\xi}^-(\xi) \tilde{A}_\xi(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (2.32)$$

que expresa claramente la dependencia de la variable de envejecimiento tanto del grado de hidratación como de la temperatura.

Las Figuras 2.2 indican las principales características del modelo de envejecimiento que se propone.

La Figura 2.2(a) muestra la evolución en el tiempo del grado de hidratación para la misma mezcla curada en condiciones isotérmicas a tres temperaturas distintas (5 °C,  $T_{ref} = 20$  °C y 40 °C). Se observa que, al ser la reacción de hidratación termoactivada, a mayores temperaturas de curado corresponden mayores velocidades de hidratación. No obstante, el grado final de hidratación,  $\xi_\infty$ , es el mismo para todas las temperaturas, ya que éste depende, fundamentalmente, de la relación agua/cemento de la mezcla.

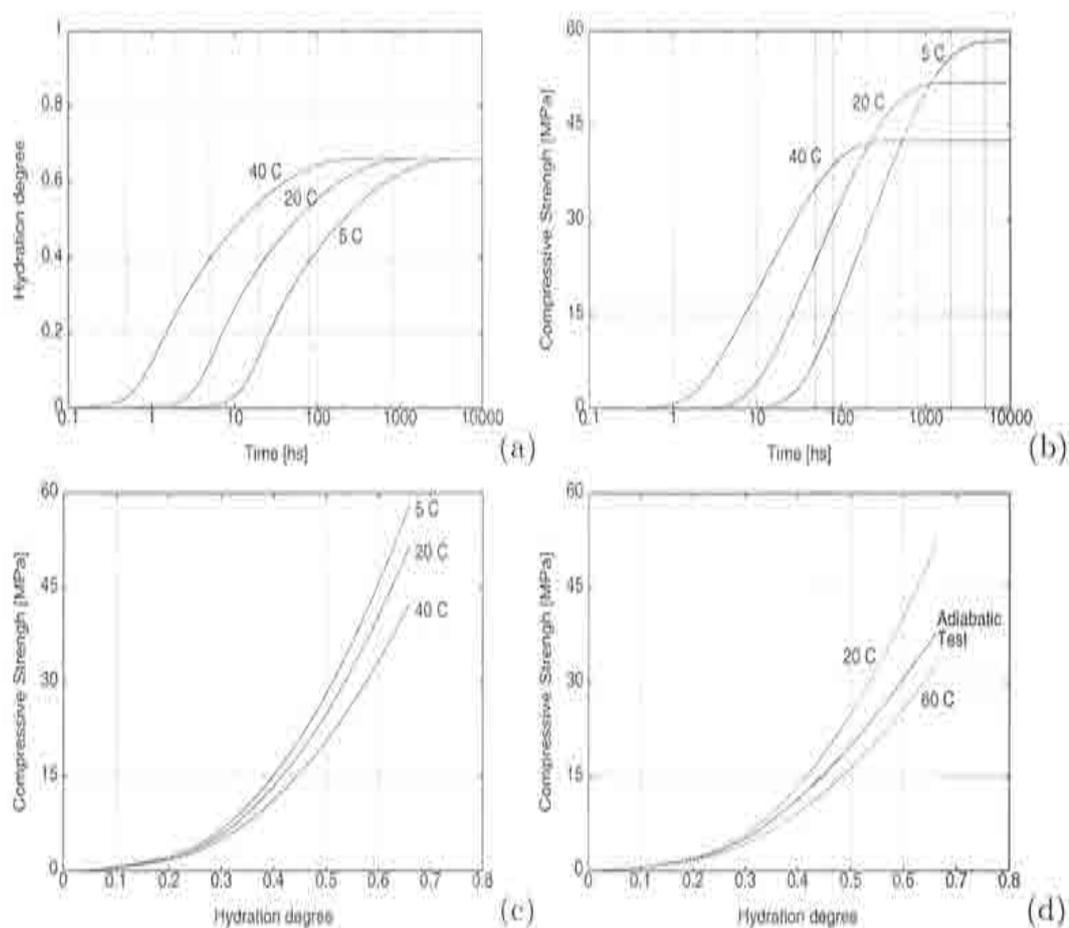


Figura 2.2: (a) Evolución del grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (b) Evolución del grado de envejecimiento a diferentes temperaturas de curado; (c) Relación resistencia–grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (d) Relación resistencia–grado de hidratación en condiciones adiabáticas.

La Figura 2.2(b) muestra la evolución en el tiempo del grado de envejecimiento (y, por lo tanto, de la resistencia) para la misma mezcla curada en condiciones isotérmicas a las citadas temperaturas. Se observa que, como en la Figura 2.2(a), a mayor temperatura de curado corresponde una ganancia más rápida de resistencia. No obstante, el grado final de envejecimiento (y, por lo tanto, de la resistencia) es menor cuanto mayor es la temperatura de curado.

Este efecto de la temperatura no puede ser incorporado por los modelos de envejecimiento basados exclusivamente en el grado de hidratación o, alternativamente, en los conceptos de madurez o edad equivalente. Por el contrario, el modelo aquí propuesto reproduce adecuadamente tal efecto, tal como se mues-

tra en la Figura 2.2(c), que muestra la evolución de la resistencia a compresión en función del grado de hidratación para la misma mezcla curada en condiciones isotérmicas a las mencionadas temperaturas.

Por último, la Figura 2.2(d) muestra la evolución de la resistencia a compresión en función del grado de hidratación para la misma mezcla curada en condiciones adiabáticas. Se observa cómo en estas condiciones la evolución de la resistencia se mueve dentro entre las curvas correspondientes a los ensayos isotérmicos realizados a la temperatura inicial y la temperatura máxima alcanzada en el ensayo adiabático. Esto es importante en las estructuras masivas de hormigón, donde la mayoría del material endurece en condiciones cuasi-adiabáticas, con importantes incrementos de temperatura por encima de la temperatura de colocación.

Debe mencionarse que el presente modelo se corresponde con la observación física de que dos muestras de hormigón de la misma mezcla pero curadas a distintas temperaturas alcanzan diferentes resistencias para el mismo grado de hidratación. En Kjellsen y Detwiler (1993) se considera la energía de activación de la reacción como una función de la temperatura y del grado de hidratación para introducir lo que ellos denominan el efecto de "retardo" debido a altas temperaturas de curado. Incluso si por este procedimiento se consiguen buenas correlaciones con los resultados experimentales que muestran resistencia versus tiempo, su planteamiento es incorrecto desde el punto de vista físico, ya que no sólo afecta a la evolución de la resistencia sino también a la cinética de la hidratación de forma injustificada y nada realista.

### 2.3.2 Determinación experimental

Durante la realización de un ensayo de curado en condiciones isotérmicas la evolución del grado de hidratación y del grado de envejecimiento vienen dadas por las Ecs. (2.16) y (2.32), respectivamente:

$$\dot{\xi}^{iso} = c^{iso} \tilde{A}_{\xi}(\xi) \quad (2.33)$$

$$\dot{K}^{iso} = \lambda_T(T^{iso}) \lambda_{T,\xi}^{-1}(\xi) \dot{\xi}^{iso} \quad (2.34)$$

donde  $T^{iso}$  es la temperatura a la que se realiza el ensayo isotérmico y las constantes  $c^{iso} = \exp(-E_a/RT^{iso})$  y  $\lambda_T(T^{iso})$  sólo dependen de  $T^{iso}$ .

De las ecuaciones anteriores se deduce que

$$\frac{dK^{iso}}{d\xi^{iso}} = \lambda_T(T^{iso}) \lambda_{T,\xi}^{-1}(\xi) \quad (2.35)$$

Esta relación indica que, para un grado de hidratación  $\bar{\xi}$  dado, la relación entre la resistencia a compresión que tienen dos mezclas idénticas curadas en condiciones isotérmicas a dos temperaturas distintas,  $T_1^{iso}$  y  $T_2^{iso}$ , es

$$\frac{\kappa_1^{iso}(\bar{\xi})}{\kappa_2^{iso}(\bar{\xi})} = \frac{\lambda_T(T_1^{iso})}{\lambda_T(T_2^{iso})} = \left( \frac{T_T - T_1^{iso}}{T_T - T_2^{iso}} \right)^{n_T} \quad (2.36)$$

En particular, tomando  $\bar{\xi} = \xi_\infty$  y  $T_2^{iso} = T_{ref}$ , se tiene

$$\kappa_\infty^{iso} = \lambda_T(T^{iso}) = \left( \frac{T_T - T^{iso}}{T_T - T_{ref}} \right)^{n_T} \quad (2.37)$$

ya que, dada la definición de la función  $\lambda_T(\xi)$  en la Ec. (2.26), resulta claro que el valor asintótico de la variable de envejecimiento a la temperatura de referencia es  $\kappa_\infty^{ref} = 1$  y también, véase Ec. (2.31),  $\lambda_T(T_{ref}) = 1$ .

La resistencia final en el ensayo isotérmico será, según la Ec. (2.29):

$$f^-(\kappa_\infty^{iso}) = \kappa_\infty^{iso} f_\infty^- \quad (2.38)$$

donde  $f^-(\kappa_\infty^{iso})$  será mayor o menor que la resistencia de referencia,  $f_\infty^-$ , según sea  $T^{iso}$  menor o mayor que  $T_{ref}$ , respectivamente.

Basta por tanto realizar un ensayo de envejecimiento isotérmico a una temperatura distinta de la referencia para poder obtener el exponente  $n_T$  que determina la sensibilidad del hormigón ensayado a la temperatura de curado.

La determinación experimental de la función  $\lambda_{T,\xi}(\xi)$ , o de las constantes  $A_f$  y  $B_f$  en caso de adoptar la expresión de la Ec. (2.28) es algo más compleja, ya que requiere la determinación experimental del grado de hidratación.

Existen dos posibilidades que no requieren recurrir a técnicas de experimentación innecesariamente sofisticadas:

- (a) basándose en la dependencia lineal introducida en la Ec. (2.4), realizar un ensayo calorimétrico e identificar el grado de hidratación de la forma  $\xi/\xi_\infty = Q/Q_\infty$ , donde  $Q$  es la cantidad de calor liberado para un grado de hidratación dado y  $Q_\infty$  es la cantidad final de calor liberado, o bien
- (b) recurrir a un ensayo adiabático y, según se explica en la Subsección 2.2.4, identificar el grado de hidratación a partir de los incrementos de temperatura de la forma  $\xi/\xi_\infty = (T^{ad} - T_0)/(T_\infty^{ad} - T_0)$ , donde  $T_0$  es la temperatura inicial,  $T^{ad}$  es la temperatura medida en el hormigón durante el experimento y  $T_\infty^{ad}$  es la temperatura final alcanzada.

Nótese que si el procedimiento elegido implica llevar a cabo la determinación en condiciones distintas de las isotérmicas a temperatura de referencia entonces es necesario determinar previamente el exponente  $n_T$  para conocer de antemano la influencia de la temperatura en la evolución de la resistencia.

### 2.3.3 Resistencia a tracción y módulos elásticos

La resistencia final a tracción se suele considerar relacionada con la resistencia final a compresión. La mayoría de los códigos (ACI 1987; CEB 1990; MOPT 1991) recomiendan para esta relación la expresión  $f_{\infty}^+ = A_+ (f_{\infty}^-)^{2/3}$ , donde  $A_+$  es una constante. Si se supone que esta relación es válida durante todo el proceso de endurecimiento, esto es,  $f^+(\kappa) = A_+ (f^-(\kappa))^{2/3}$ , y considerando la Ec. (2.29), se obtiene que (Rostassy et al., 1993)

$$f^+(\kappa) = \lambda_f^+(\kappa) f_{\infty}^+ = \kappa^{2/3} f_{\infty}^+ \quad (2.39)$$

El módulo elástico final también se suele considerar como una función de la resistencia final a compresión (CEB 1990; MOPT 1991), suponiéndose generalmente una dependencia de la forma  $E_{\infty} = A_E (f_{\infty}^-)^{1/2}$ , donde  $A_E$  es una constante. Si se supone que esta relación es válida durante todo el proceso de endurecimiento, esto es,  $E(\kappa) = A_E (f^-(\kappa))^{1/2}$ , y considerando la Ec. (2.29), se puede escribir

$$E(\kappa) = \lambda_E(\kappa) E_{\infty} = \kappa^{1/2} E_{\infty} \quad (2.40)$$

Con las relaciones anteriores y la hipótesis de un coeficiente de Poisson constante se pueden obtener los módulos de deformación volumétrica y transversal en la forma

$$K(\kappa) = \lambda_K(\kappa) K_{\infty} \quad \text{y} \quad G(\kappa) = \lambda_G(\kappa) G_{\infty} \quad (2.41)$$

con las conocidas expresiones  $K_{\infty} = E_{\infty}/3(1 - 2\nu)$  y  $G_{\infty} = E_{\infty}/2(1 + \nu)$ .

Las dependencias funcionales expresadas por las Ecs.(2.39) y (2.40) deben ser confirmadas experimentalmente. En de Schutter y Taerwe (1996) se describe que la resistencia a tracción se desarrolla más rápidamente que la resistencia a compresión, pero más lentamente que el módulo elástico. En de Schutter y Taerwe (1997) se describen ensayos a flexión en prismas sin entalla de diferentes edades, variando entre las 24 horas a los 28 días, para estudiar la evolución del comportamiento post-pico durante el envejecimiento. Los exponentes encontrados experimentalmente para la resistencia a tracción varían entre 0,46 y 0,88, con un valor medio de 0,70. Estos resultados son consistentes con la presente propuesta de un exponente de 2/3.

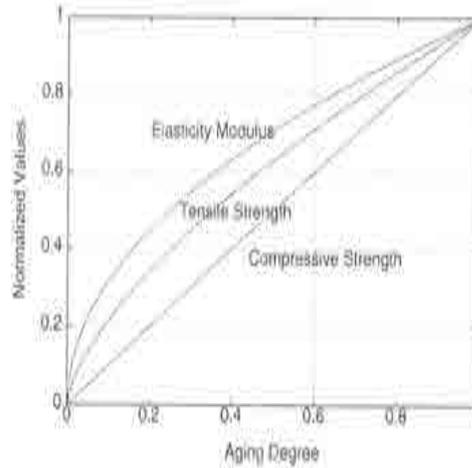


Figura 2.3: Envejecimiento mecánico relativo.

La Figura 2.3 muestra curvas de evolución relativa de la resistencia a compresión, la resistencia a tracción y el módulo elástico (normalizados) en función del grado de envejecimiento.

### 2.3.4 Energías de fractura a tracción y compresión

La energía elástica almacenada por unidad de volumen es proporcional al cuadrado de la tensión e inversamente proporcional a los módulos elásticos del material. Las energías liberadas por unidad de área cuando el material sufre degradación (en tracción o compresión) se consideran propiedades materiales denominadas energías de fractura a tracción y compresión,  $G_f^+$  y  $G_f^-$ , respectivamente. Estas propiedades materiales crecen a medida que la hidratación del hormigón progresa y, por lo tanto, dependen del grado de envejecimiento:

$$G_f^+(\kappa) = \lambda_G^+(\kappa) G_{f\infty}^+ \quad \text{y} \quad G_f^-(\kappa) = \lambda_G^-(\kappa) G_{f\infty}^- \quad (2.42)$$

En este trabajo se supondrá que las energías de fractura son proporcionales a la máxima energía elástica almacenada por unidad de volumen, estableciendo, por tanto, la dependencia de las energías de fractura (de tracción y compresión) respecto al grado de envejecimiento en la forma:

$$\lambda_G^+(\kappa) = \frac{\lambda_f^+(\kappa)^2}{\lambda_E(\kappa)} = \kappa^{3/5} \quad (2.43)$$

$$\lambda_G^-(\kappa) = \frac{\lambda_f^-(\kappa)^2}{\lambda_E(\kappa)} = \kappa^{3/2} \quad (2.44)$$

Estas dependencias funcionales también precisan de constatación experimental. El exponente encontrado experimentalmente en de Schutter y Taerwe

(1997) para la energía de fractura a tracción varía entre 0,46 y 1,10, con un valor medio de 0,87. Estos resultados son consistentes con la presente propuesta de un exponente de 5/6.

## 2.4 SIMULACIONES NUMÉRICAS

Esta Sección presenta la validación del modelo termo-químico descrito anteriormente. Todos los problemas aquí presentados se resuelven avanzando paso a paso en el tiempo. Para cada paso de tiempo se resuelve la ecuación del calor, a la vez que la ecuación diferencial que gobierna el proceso químico, Ecs. (2.18) y (2.16), respectivamente (Prato et al., 1997).

### 2.4.1 Modelo de hidratación

Esta Subsección se dedica a comparar información experimental existente en la literatura con las predicciones numéricas obtenidas usando el modelo termo-químico descrito en la Sección 2.2. Por lo tanto, todos los tests en esta Subsección se llevan a cabo en condiciones adiabáticas.

Bentz et al. (1998) realizaron una serie de ensayos experimentales adiabáticos para medir el incremento de temperatura observado durante el curado de varios hormigones convencionales y de alta resistencia. Se han seleccionado aquí los resultados obtenidos para hormigones convencionales con relaciones agua/cemento de  $w/c = 0.35$  y  $w/c = 0.45$ , así como un hormigón de alta resistencia con  $w/c = 0.45$  y relación cenizas de sílice/cemento de  $s/c = 0.20$ . Las propiedades de los materiales que se han utilizado en la simulación numérica se listan en la Tabla 2.1. Nótese que sólo se precisan aquellas propiedades directamente relacionadas con el modelo químico. Los valores finales del grado de hidratación,  $\xi_\infty$ , se han calculado usando la Ec. (2.13).

La Figura 2.4 muestra la comparación entre los experimentos y los resultados obtenidos usando el modelo termo-químico propuesto. Los puntos representan los valores experimentales; la línea continua representa la predicción del modelo. Las Figuras 2.4(a) y 2.4(c) muestran el incremento de temperatura versus tiempo para las dos mezclas de hormigón convencional, respectivamente.

La reacción empieza lentamente, debido a su baja afinidad química inicial. Sin embargo, se acelera después de las primeras 2-3 horas, tras el llamado período de activación. Después, la reacción continúa muy rápida en condiciones

Propiedades	Bentz et al. (I)	Bentz et al. (II)	Bentz et al. (III)
$w/c$	0,35	0,45	0,45
$s/c$	0,00	0,00	0,20
$C$ [ $10^6 J/m^3 ^\circ C$ ]	2,33	2,33	2,33
$k_T$ [ $10^3 J/m hs ^\circ C$ ]	5,40	5,40	5,40
$T_0$ [ $^\circ C$ ]	21,0	21,0	21,0
$\xi_\infty$	0,66	0,72	0,72
$k_\xi/\eta_{\xi 0}$ [ $10^8 l/hs$ ]	0,35	0,28	0,15
$\eta$	6,00	5,30	4,00
$A_{\xi 0}/k_\xi$ [ $10^{-5}$ ]	1,00	0,50	0,50
$E_a/R$ [ $10^3 ^\circ K$ ]	5,00	5,00	5,00
$Q_\xi$ [ $10^8 J/m^3$ ]	2,39	2,02	1,73

Tabla 2.1: Propiedades materiales para simulaciones de hidratación.

adiabáticas, debido a su carácter termoactivado. La temperatura aumenta rápidamente durante las primeras 12 horas, hasta que el grado de hidratación alcanza un valor cercano a  $\xi_{set} = 0,2$ , que puede considerarse el límite de percolación. Se observa entonces una inflexión en las curvas, y la reacción se ralentiza de forma clara. El proceso termina prácticamente después de 6 días en la figura 2.4(a) y 5 días en la figura 2.4(c). Nótese que el comportamiento general es perfectamente capturado por el modelo, y que las desviaciones entre las predicciones del modelo y las mediciones experimentales son mínimas.

La Figuras 2.4(b) y 2.4(d) muestran la representación gráfica de la afinidad química normalizada introducida en la Ec. (2.16). Los valores experimentales se han obtenido de la correspondientes curvas temperatura versus tiempo medidas en los experimentos, según el procedimiento descrito por la Ec. (2.22). Las etapas descritas anteriormente durante el proceso de hidratación son de nuevo evidentes en estas dos figuras. Los máximos en la afinidad coinciden con la máxima velocidad de hidratación y, por tanto, se corresponden con los puntos de inflexión de las respectivas curvas de temperatura.

Las Figuras 2.4(e) y 2.4(f) muestran los resultados correspondientes al hormigón de alta resistencia con adición de cenizas de sílice. Nótese que el modelo propuesto es también capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento experimental de este tipo de mezclas de hormigón. Esto quiere decir que la reacción puzolánica entre el hidróxido cálcico ( $CH$ ) y la sílice ( $S$ ) no difiere demasiado de las otras reacciones químicas que tienen lugar durante la

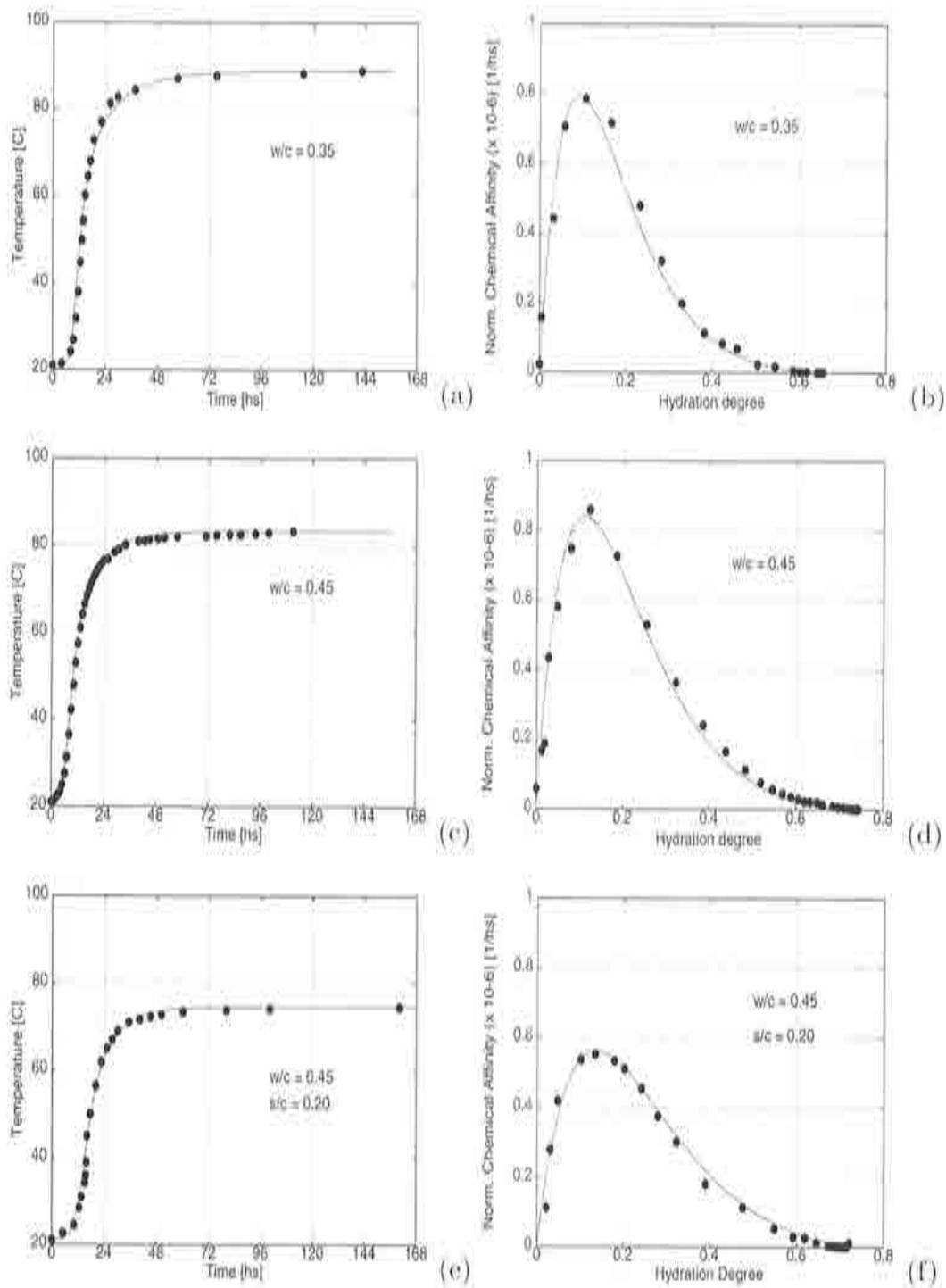


Figura 2.4: Evolución de temperaturas y afinidad química normalizada en ensayos adiabáticos.

hidratación de un cemento Portland convencional. Esto es una afortunada y útil verificación de las posibilidades del modelo. Sin embargo, esto no quiere decir que el modelo en su presentación actual pueda aplicarse a otro tipo de mezclas de hormigón sin una ponderación cuidadosa. Por ejemplo, la evidencia experimental demuestra que el hormigón a base de cemento con escoria de altos hornos muestra una velocidad de producción de calor diferente de la del cemento Portland convencional (de Schutter and Taerwe, 1995). El modelo actual no contempla la incorporación de estas peculiaridades específicas.

## 2.4.2 Modelo de envejecimiento

Esta Subsección se dedica a comparar información experimental existente en la literatura con las predicciones numéricas obtenidas usando el modelo de envejecimiento descrito en la Sección 2.3. Los experimentos se centran en la influencia de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia a compresión. Por lo tanto, todos los tests en esta Subsección se llevan a cabo en condiciones isotérmicas o, en los ensayos de Kim et al., de temperatura pre-fijada.

### Ensayos de Kjellsen

El primer conjunto consiste en los ensayos realizados por Kjellsen (1990), y presentados también en Kjellsen y Detwiler (1993). Se llevaron a cabo con mortero de  $w/c = 0.5$ , utilizando un cemento ASTM Tipo I/III. Las propiedades de los materiales utilizadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 2.2. Nótese que sólo son necesarias las propiedades relacionadas con el modelo químico y con el de envejecimiento. El valor final del grado de hidratación,  $\xi_{\infty}$ , se ha calculado usando la Ec. (2.13).

La Figura 2.5 muestra las curvas de evolución en el tiempo de la resistencia a compresión obtenidas para las temperaturas de curado  $T_0 = 12.5, 20, 35$  y  $50$  °C, respectivamente. Los puntos representan los valores experimentales, mientras que las líneas continuas son las predicciones del modelo, y las líneas a trazos son los resultados obtenidos despreciando la influencia de la temperatura en la evolución del grado de envejecimiento, esto es, tomando  $\lambda_T = 1$  en la Ec. (2.30).

El efecto de la temperatura de curado es doble: (a) el carácter termoactivado de la reacción de hidratación es evidente en estas curvas, ya que el proceso de endurecimiento se acelera con el incremento de la temperatura de curado; y

Propiedades	Kjellsen	Carino	Wild et al.
$w/c$	0,50	0,43	0,50
$C$ [ $10^6 J/m^3 ^\circ C$ ]	2,07	2,07	2,07
$k_T$ [ $10^3 J/m hs ^\circ C$ ]	5,40	5,40	5,40
$T_0$ [ $^\circ C$ ]	21,0	21,0	21,0
$\xi_\infty$	0,75	0,71	0,75
$k_\xi/\eta_{\xi 0}$ [ $10^8 1/hs$ ]	0,32	0,30	0,20
$\bar{\eta}$	6,50	6,00	6,00
$A_{\xi 0}/k_\xi$ [ $10^{-6}$ ]	1,00	1,00	1,00
$E_u/R$ [ $10^3 ^\circ K$ ]	5,00	5,00	3,00
$Q_\xi$ [ $10^8 J/m^3$ ]	1,25	1,25	1,25
$\xi_{set}$	0,20	0,20	0,20
$A_f$	0,47	1,98	0,87
$B_f$	0,66	0,43	0,15
$f_\infty^-$ [ $MPa$ ]	58,0	59,0	88,0
$T_T$ [ $^\circ C$ ]	100,0	100,0	100,0
$T_{ref}$ [ $^\circ C$ ]	20,0	23,0	20,0
$\alpha_T$	0,40	0,40	0,25

Tabla 2.2: Propiedades materiales para simulaciones de envejecimiento.

(b) la considerable pérdida de resistencia final a altas temperaturas de curado también es clara. Este segundo efecto hace, por ejemplo, que el mortero curado a  $50 ^\circ C$  tenga una pérdida de resistencia del 23 %, comparado con el curado a  $12,5 ^\circ C$ . Por la tanto, se demuestra la necesidad de tener en cuenta el efecto de la temperatura en un modelo químico de envejecimiento realista, particularmente para temperaturas altas de curado.

El acuerdo global entre los resultados experimentales y los numéricos es muy bueno. Ambos efectos significativos de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia se captan correctamente con el modelo propuesto. Nótese que el modelo permite predicciones notablemente buenas para temperaturas de curado tanto por encima como por debajo de la temperatura de referencia.

### Ensayos de Carino

El segundo conjunto consiste en experimentos realizados por Carino (1981), citados también en Kjellsen y Detwiler (1993). Se llevaron a cabo con mortero con relación  $w/c = 0.43$ , usando un cemento ASTM Tipo I. Las propiedades

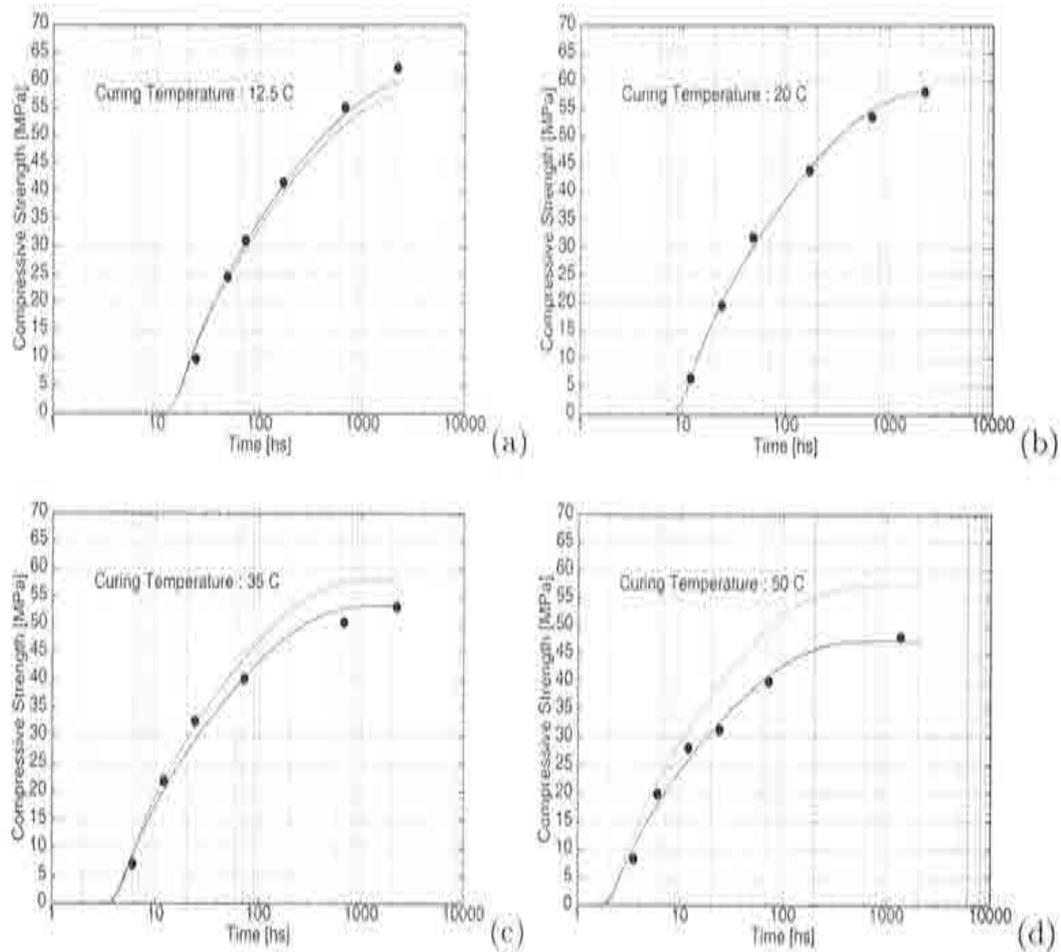


Figura 2.5: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kjellsen.

de los materiales utilizadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 2.2.

La Figura 2.6 muestra las curvas de evolución en el tiempo de la resistencia a compresión obtenidas para las temperaturas de curado  $T_0 = 12, 23, 32$  y  $43$  °C, respectivamente. Los puntos representan los valores experimentales, mientras que las líneas continuas son las predicciones del modelo, y las líneas a trazos son los resultados obtenidos despreciando la influencia de la temperatura en la evolución del grado de envejecimiento. Nótese que el mortero curado a  $43$  °C tiene una pérdida de resistencia del 13 %, comparado con el curado a  $12$  °C.

El acuerdo global entre los resultados experimentales y los numéricos es muy bueno para todos los casos considerados, tanto para temperaturas de curado por encima como por debajo de la temperatura de referencia.

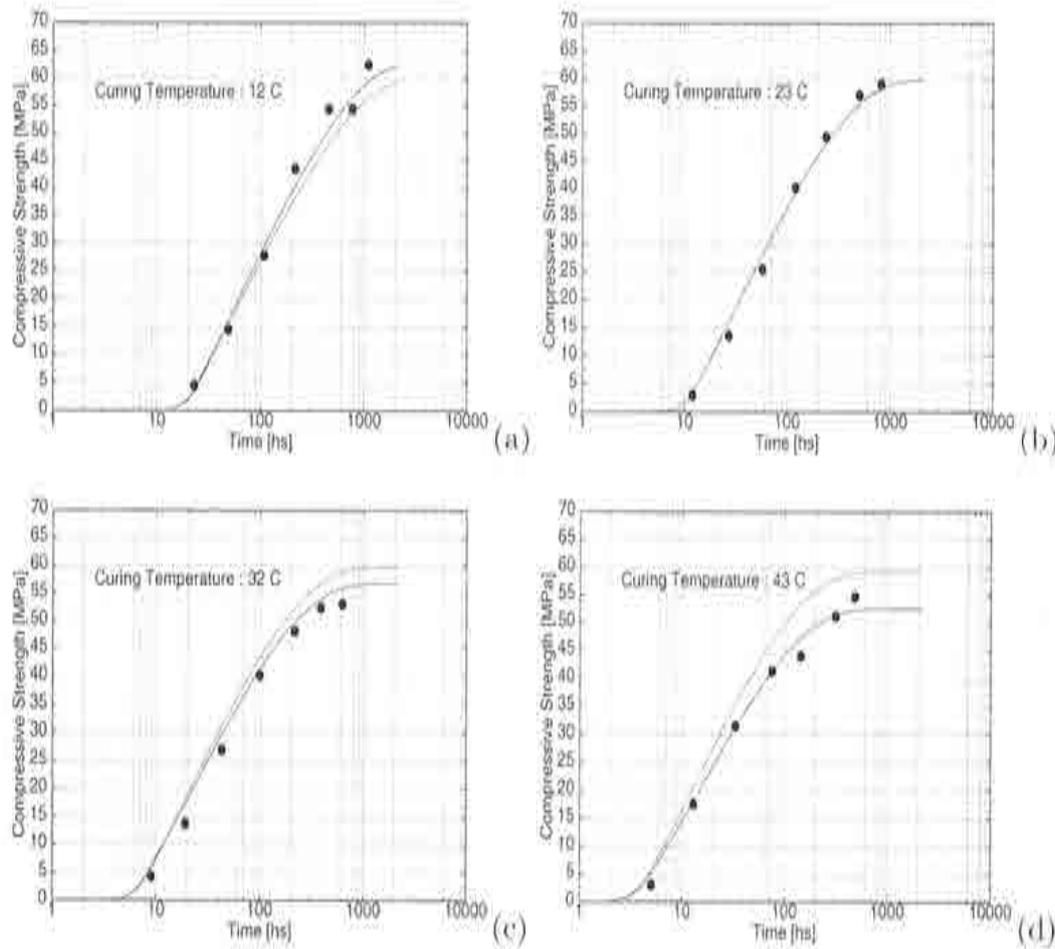


Figura 2.6: Evolución de la resistencia en los ensayos de Carino.

### Ensayos de Wild et al.

El tercer conjunto consiste en experimentos realizados por Wild et al. (1995) para investigar los factores que influyen en el desarrollo de la resistencia de hormigones con microsilíce, aunque los resultados reproducidos aquí se refieren a hormigón convencional. La mezcla se dosificó de acuerdo con las especificaciones del US Department of Environment con el objetivo de producir hormigón de alta resistencia (70 MPa). Las propiedades de los materiales utilizadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 2.2.

La Figura 2.7 muestra las curvas de evolución en el tiempo de la resistencia a compresión obtenidas para las temperaturas de curado  $T_0 = 20$  y  $50$  °C, respectivamente. Nótese que el hormigón curado a  $50$  °C tiene una pérdida de resistencia del 6 %, comparado con el curado a  $20$  °C, la cual es ciertamente

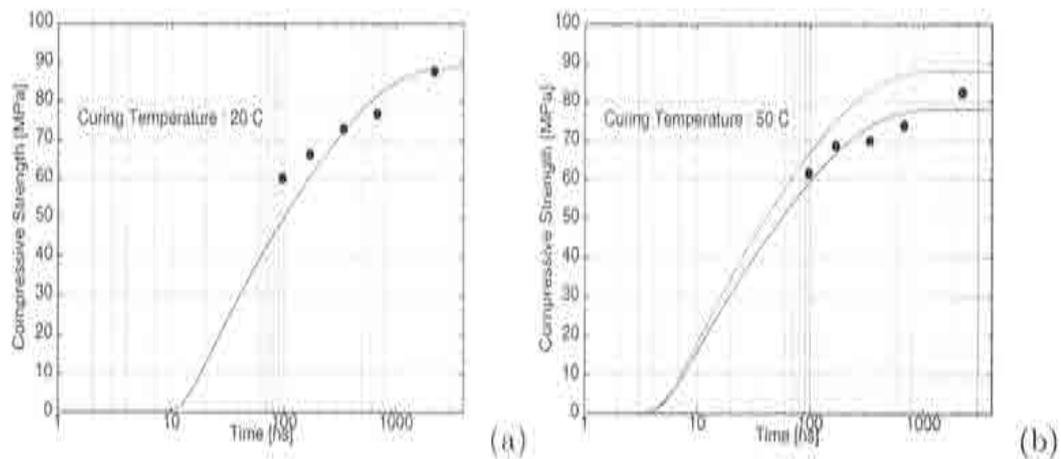


Figura 2.7: Evolución de la resistencia en los ensayos de Wild et al.

menor que el porcentaje medido para los morteros estudiados anteriormente. El acuerdo global entre los resultados experimentales y los numéricos es bueno.

#### Ensayos de Kim et al.

Este cuarto conjunto consiste en los ensayos presentados por Kim et al. (1998), realizados con el objetivo específico de estudiar la influencia de la temperatura de curado en evolución de la resistencia a compresión y en los valores últimos de ésta, tanto en condiciones isotérmicas como de temperatura variable a lo largo del proceso de envejecimiento.

La motivación de este programa de ensayos es la constatación de que la mayoría de los modelos teóricos sobre la evolución de la resistencia a compresión se basan en campañas de ensayos realizadas en condiciones isotérmicas de curado. En consecuencia, dichos modelos tienen su campo de aplicación restringido a aquellas situaciones en las que las temperaturas de curado varían relativamente poco respecto a la temperatura de hormigonado. Sin embargo, en la práctica ingenieril, el hormigón invariablemente endurece en condiciones de temperatura variable y, a menudo, en condiciones cuasi-adiabáticas en el caso de estructuras masivas de hormigón.

Los ensayos se llevaron a cabo con dos hormigones de relación agua/cemento  $w/c = 0.55$  y  $w/c = 0.35$ , respectivamente, utilizando un cemento Portland ASTM Tipo I. Las propiedades materiales utilizadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 2.3. Nótese que sólo son necesarias las propiedades relacionadas con el modelo químico y con el de envejecimiento. El valor final del

grado de hidratación,  $\xi_\infty$ , se ha calculado usando la Ec. (2.13).

Propiedades	Kim et al. (I)	Kim et al. (II)
$w/c$	0,55	0,35
$C$ [ $10^6 J/m^3 \text{ } ^\circ C$ ]	2,07	2,07
$k_T$ [ $10^3 J/m \text{ h s } ^\circ C$ ]	5,40	5,40
$T_0$ [ $^\circ C$ ]	21,0	21,0
$\xi_\infty$	0,76	0,66
$k_\xi/\eta\xi_0$ [ $10^{10} 1/h s$ ]	1,20	4,33
$\bar{\eta}$	7,50	5,80
$A_{\xi_0}/k_\xi$ [ $10^{-5}$ ]	0,10	1,00
$E_u/R$ [ $10^3 \text{ } ^\circ K$ ]	6,50	7,00
$Q_\xi$ [ $10^8 J/m^3$ ]	1,25	1,25
$\xi_{set}$	0,30	0,20
$A_f$	3,72	3,79
$B_f$	-1,85	-1,17
$f_\infty$ [ $MPa$ ]	42,0	52,0
$T_f$ [ $^\circ C$ ]	100,0	100,0
$T_{ref}$ [ $^\circ C$ ]	20,0	20,0
$n_T$	0,90	0,70

Tabla 2.3: Propiedades materiales para los ensayos de Kim et al.

Los resultados de los ensayos isotérmicos se muestran en la Figura 2.8. La Figuras 2.8(a) y (b) muestran las curvas de evolución en el tiempo de la resistencia a compresión obtenidas para las temperaturas de curado  $T_0 = 5, 20$  y  $40 \text{ } ^\circ C$ , para las dos mezclas. Las líneas continuas representan las predicciones del modelo, mientras que los distintos símbolos representan los valores experimentales obtenidos a las diferentes temperaturas.

De nuevo es evidente el doble efecto de la temperatura de curado en el proceso de envejecimiento: (a) el carácter termoactivado de la reacción de hidratación es evidente en estas curvas, ya que el proceso de endurecimiento se acelera con el incremento de la temperatura de curado; y (b) la considerable variación del valor final de la resistencia en función de la temperatura de curado también es clara. El acuerdo global entre los resultados experimentales y los numéricos es notablemente bueno.

Las Figuras 2.8(c) y (d) presentan la comparación normalizada entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo para las mezclas con

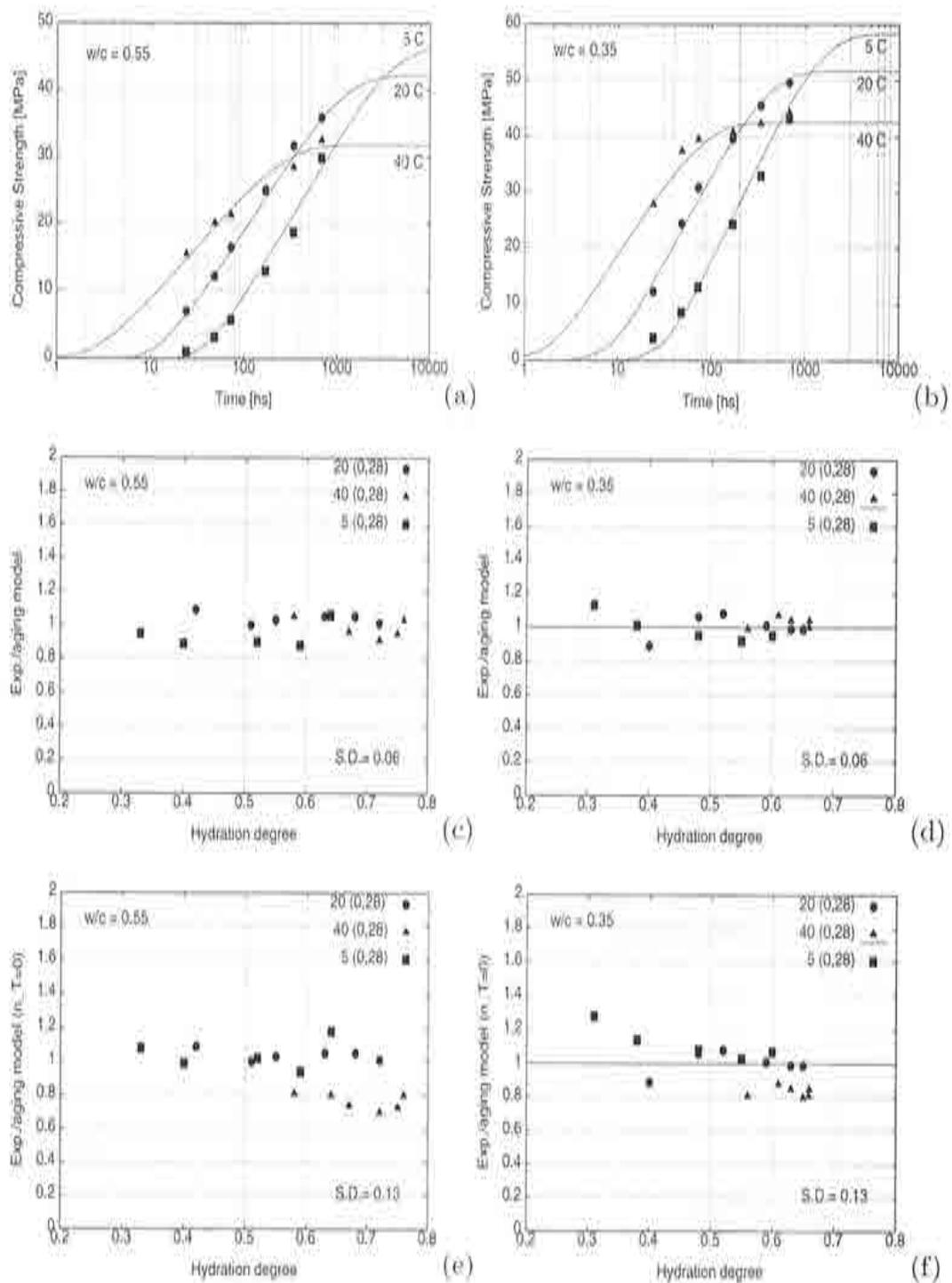


Figura 2.8: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al. para las mezclas (a), (c) y (e)  $w/c = 0.55$ ; (b), (d) y (f)  $w/c = 0.35$ .

$w/c = 0.55$  y  $w/c = 0.35$ , respectivamente. En ordenadas se muestra el coeficiente de resistencia relativa entre los resultados experimentales y las correspondientes predicciones del modelo y en abscisas se muestra el correspondiente grado de hidratación. En la referencia Kim et al. (1998) se muestran resultados análogos pero referidos a la edad equivalente. Como se ha argumentado a lo largo de este Capítulo, el concepto de edad equivalente debe ser redefinido para introducir la influencia de la temperatura. Se ha preferido aquí utilizar el grado de hidratación, como variable con sentido físico, a efectos de comparación. La desviación estándar de las predicciones del modelo respecto de los valores medios experimentales es de 0,06 para las dos mezclas. El error medio de los experimentos en estos ensayos es del 3,53 % y del 3,03 %, respectivamente.

Las Figuras 2.8(e) y (f) presentan la idéntica comparación pero entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo ignorando el término  $\lambda_T(T)$  que tiene en cuenta el efecto de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia, esto es, tomando  $n_T = 0$ . La desviación estándar de las predicciones del modelo respecto de los valores medios experimentales es de 0,13 para las dos mezclas. Nótese que, en este caso, el ajuste es notablemente peor que el obtenido en las figuras anteriores con el modelo propuesto.

Pero, como se ha comentado anteriormente, lo más interesante de los experimentos de Kim et al. es que también se investigó el efecto relativo que tienen los incrementos (o decrementos) de la temperatura de curado durante un intervalo parcial del proceso de envejecimiento. Así, se ensayó la evolución de la resistencia en probetas que fueron curadas durante casi todo su proceso de endurecimiento (hasta los 28 días) a la temperatura de referencia de 20 °C, pero que estuvieron sometidas a temperaturas superiores de 40 °C (o inferiores de 5 °C) durante un solo día del proceso de curado: el primero (0-1), el segundo (1-2), el tercero (2-3) o el séptimo (6-7).

La Figura 2.9 representa la historia de las temperaturas de curado en los sucesivos ensayos. Para evitar daños debido a incrementos o decrementos súbitos de temperatura, éstos se produjeron de forma gradual durante un intervalo de 6 horas, tal como se muestra en la Figura. En la mencionada referencia se pueden encontrar detalles adicionales sobre el dispositivo experimental.

La Figura 2.10 muestra los resultados obtenidos para la mezcla con relación agua/cemento  $w/c = 0.55$  curada a 20 °C, pero sometida a un calentamiento hasta los 40 °C de temperatura durante los días: (a) primero (edad 0-1), (b) segundo (edad 1-2), (c) tercero (edad 2-3) y (d) séptimo (edad 6-7). Los puntos negros representan los valores experimentales, mientras que las líneas continuas

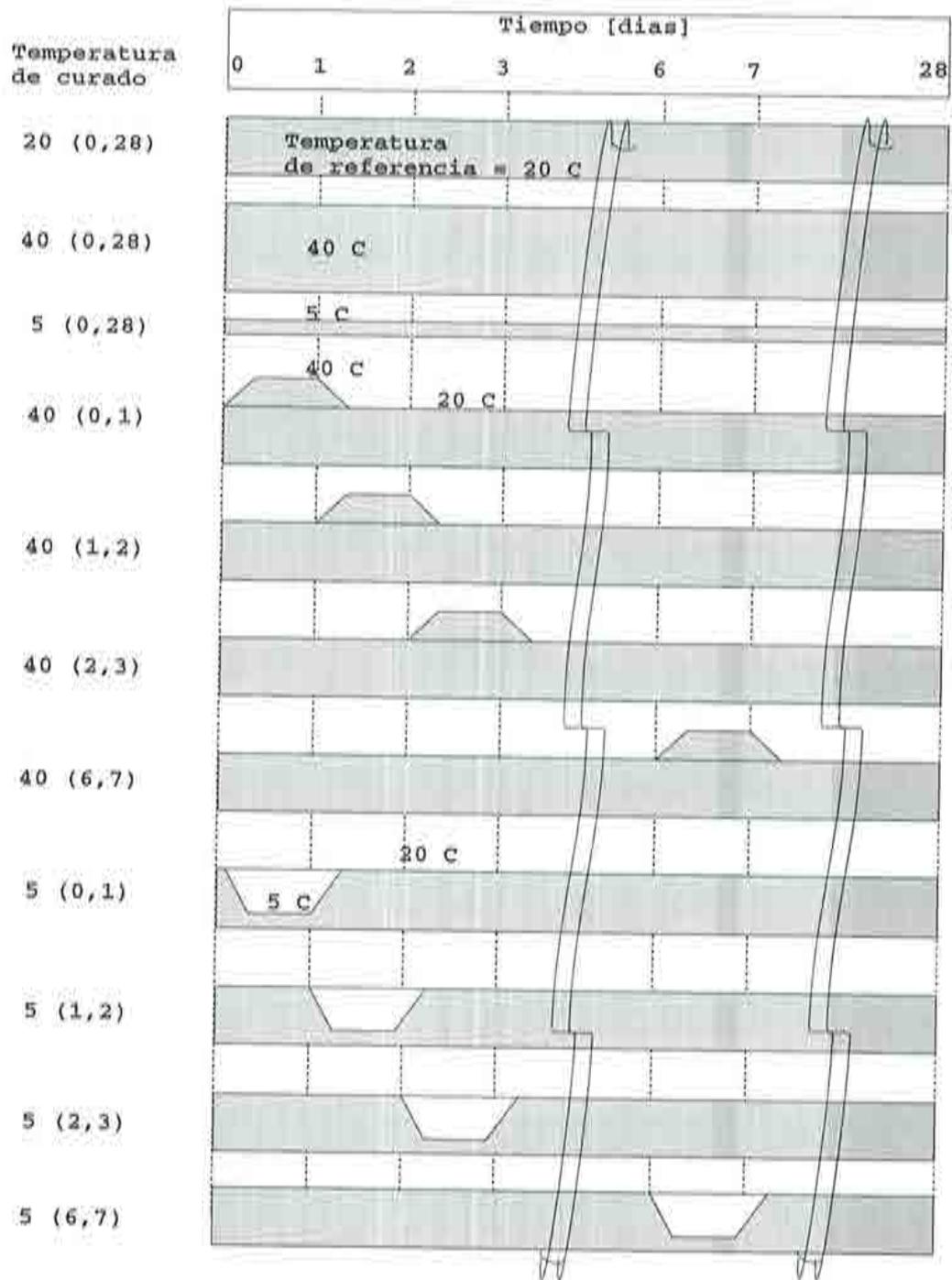


Figura 2.9: Evolución de la temperatura de curado en los ensayos de Kim et al.

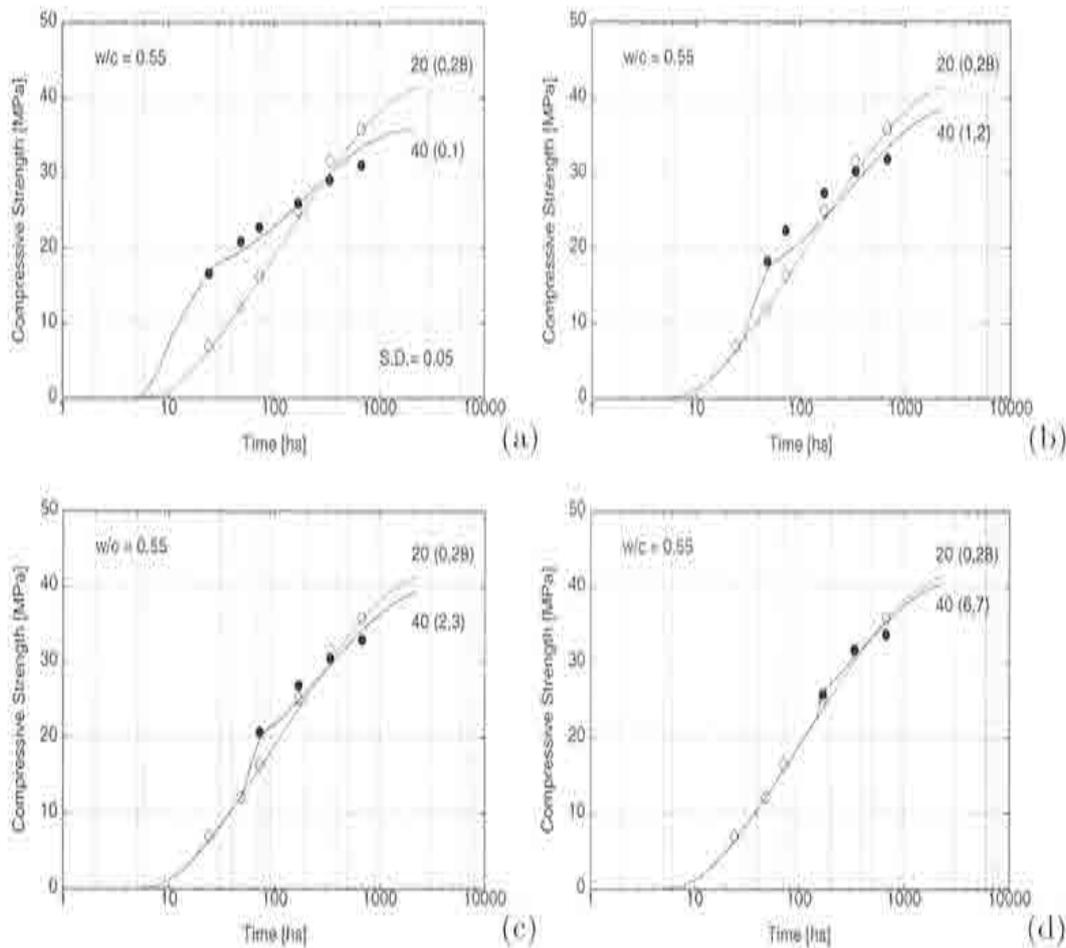


Figura 2.10: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al.  $w/c = 0.55$  con incrementos de temperatura.

son las predicciones del modelo; los puntos blancos representan los valores experimentales para un curado de referencia a 20 °C, y las líneas a trazos representan las correspondientes predicciones del modelo.

Se observa claramente que cuanto más tarde durante el proceso de curado se producen los incrementos de temperatura, menos influencia tienen éstos en la disminución en la resistencia última. A partir del séptimo día esta disminución es prácticamente despreciable. Por otro lado, cabe destacar que las predicciones del modelo propuesto comparan extraordinariamente bien con las mediciones experimentales.

La Figura 2.11 muestra los resultados obtenidos para la mezcla con relación agua/cemento  $w/c = 0.55$  curada a 20 °C, pero sometida un enfriamiento hasta

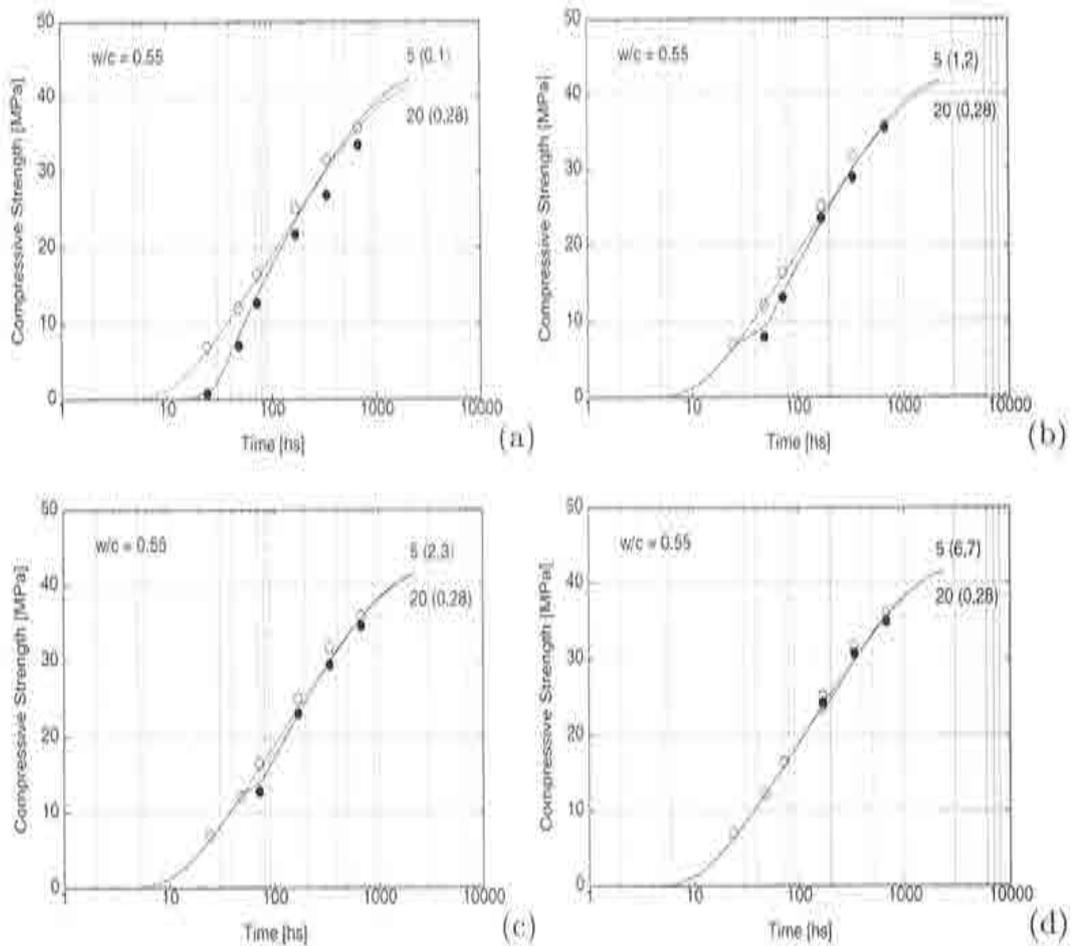


Figura 2.11: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al.  $w/c = 0.55$  con decrementos de temperatura.

los 5 °C de temperatura durante los días: (a) primero (edad 0-1), (b) segundo (edad 1-2), (c) tercero (edad 2-3) y (d) séptimo (edad 6-7). De nuevo, los puntos negros representan los valores experimentales, mientras que las líneas continuas son las predicciones del modelo; los puntos blancos representan los valores experimentales para un curado de referencia a 20 °C, y las líneas a trazos representan las correspondientes predicciones del modelo.

Se observa ahora claramente que cuanto más tarde durante el proceso de curado se producen los decrementos de temperatura, menos influencia tienen éstos en el aumento en la resistencia última. A partir del séptimo día esta disminución es prácticamente despreciable. De nuevo, las predicciones del modelo propuesto comparan extraordinariamente bien con las mediciones experimentales.

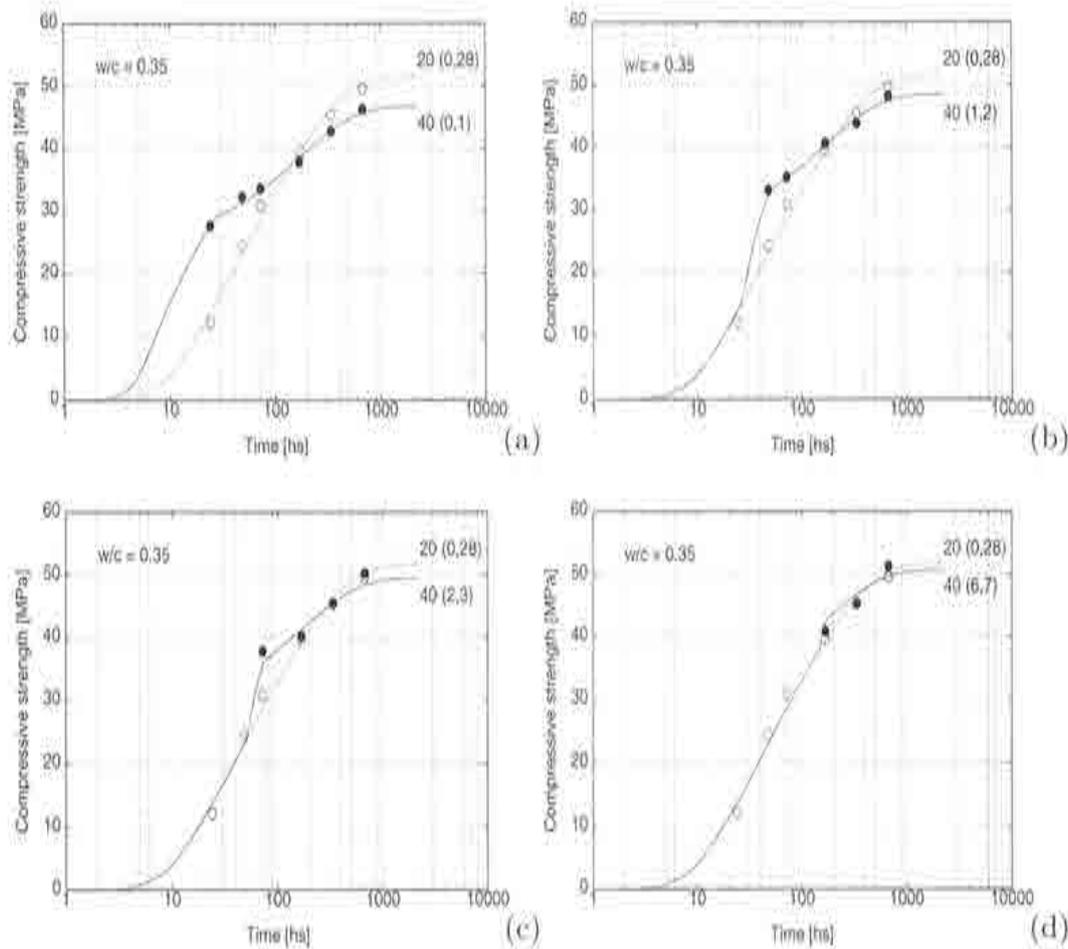


Figura 2.12: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al.  $w/c = 0.35$  con incrementos de temperatura.

Las Figuras 2.12 y 2.13 muestran resultados análogos para la mezcla con relación agua/cemento  $w/c = 0.35$ , sometida a la misma secuencia de ensayos. El acuerdo conseguido entre las predicciones del modelo y los resultados experimentales es, de nuevo, notablemente bueno en todos los ensayos.

Finalmente, las Figuras 2.14(a) y (b) presentan la comparación normalizada entre los resultados experimentales obtenidos en los ensayos con incrementos y decrementos de temperatura y las predicciones del modelo para las mezclas con relación agua/cemento  $w/c = 0.55$  y  $w/c = 0.35$ , respectivamente. De nuevo, en ordenadas se muestra el coeficiente de resistencia relativa entre los resultados experimentales y las correspondientes predicciones del modelo y en abscisas se muestra el correspondiente grado de hidratación.

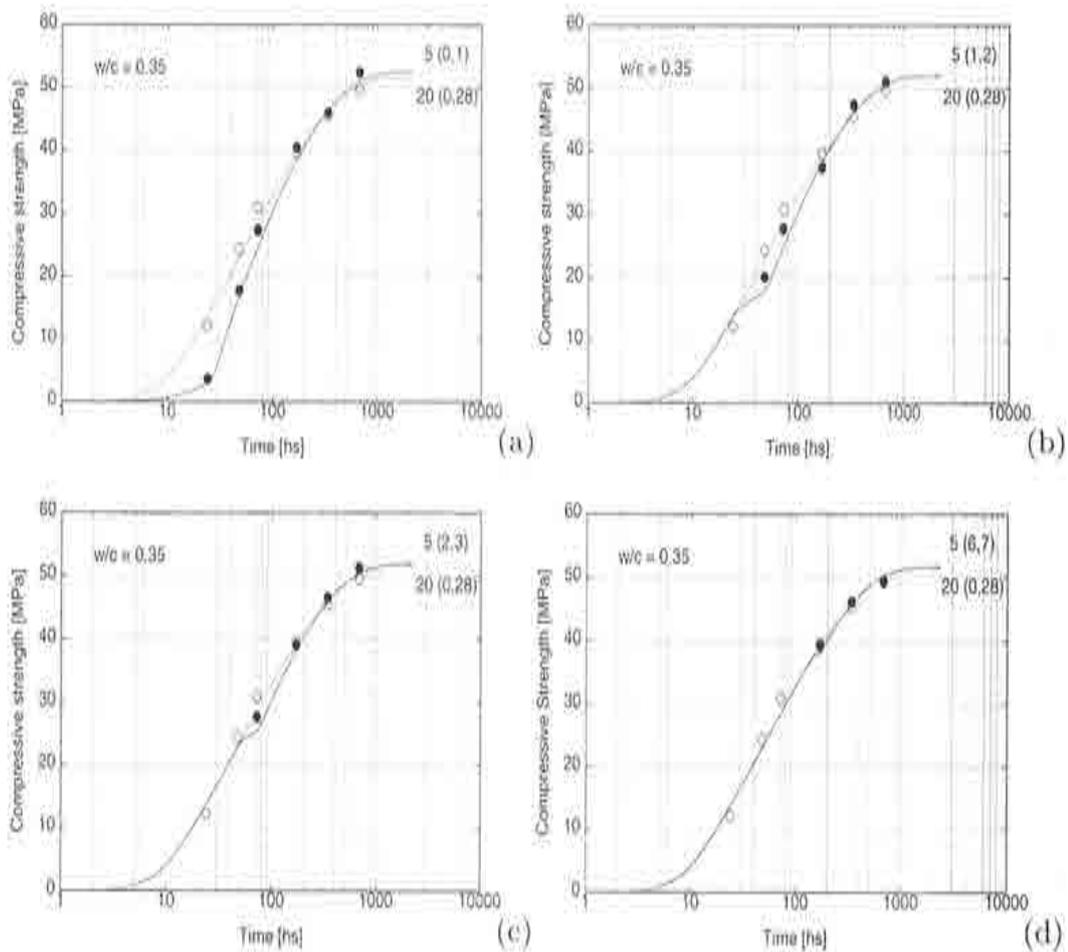


Figura 2.13: Evolución de la resistencia en los ensayos de Kim et al.  $w/c = 0.35$  con decrementos de temperatura.

La desviación estándar de las predicciones del modelo respecto de los valores medios experimentales es de 0,05 y de 0,04 % para las mezclas con  $w/c = 0.55$  y  $w/c = 0.35$ , respectivamente. El error medio de los experimentos en estos ensayos es del 2,75 % y del 3,13 %, respectivamente.

Las Figuras 2.14(c) y (d) presentan la idéntica comparación pero entre los resultados experimentales y las predicciones del modelo ignorando el término  $\lambda_T(T)$  que tiene en cuenta el efecto de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia, esto es, tomando  $n_T = 0$ . La desviación estándar de las predicciones del modelo respecto de los valores medios experimentales es de 0,08 para ambas mezclas. Nótese que de nuevo, en este caso, el ajuste es notablemente peor que el obtenido en las figuras anteriores con el modelo propuesto.

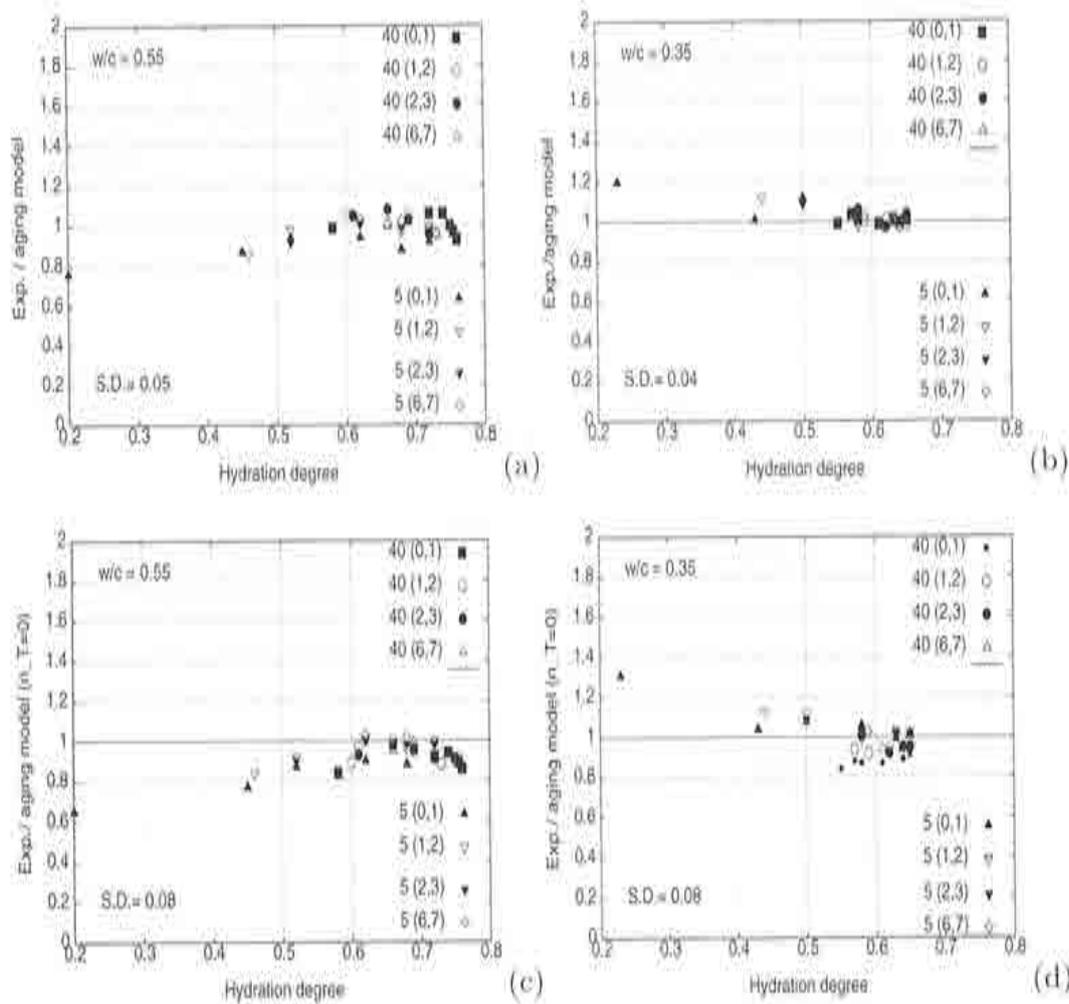


Figura 2.14: Comparación entre los datos experimentales de los ensayos de Kim et al. y el modelo propuesto para las mezclas (a) y (c)  $w/c = 0.55$ ; (b) y (d)  $w/c = 0.35$ .

Puede concluirse, a la vista de los resultados mostrados en las Figuras 2.8 y 2.14, que el modelo propuesto representa adecuadamente los fenómenos más representativos del proceso de endurecimiento del hormigón a distintas temperaturas y, además, que representa una mejora significativa respecto a modelos de envejecimiento anteriores, basados en el concepto de madurez o edad equivalente.

## 2.5 CONCLUSIONES

Este Capítulo describe un modelo termo-químico con envejecimiento que tiene en cuenta muchas de las características observadas en el comportamiento del hormigón a tempranas edades. El modelo está diseñado para su implementación en un programa de elementos finitos de análisis térmico.

El modelo de hidratación se basa en la Teoría de Medios Porosos Reactivos en su parte termo-química, utilizando un marco termodinámicamente consistente adecuado para la descripción de los fenómenos irreversibles que se tratan. La hipótesis de que el sistema químico es cerrado permite una descripción local de las variables internas. Se proponen expresiones para la energía libre a partir de las cuales se obtienen las ecuaciones de estado. Se garantiza una disipación positiva en cualquier situación.

Se propone, asimismo, un modelo de envejecimiento para describir la evolución de las propiedades mecánicas del material durante el proceso de hidratación. Se introduce para ello el concepto novedoso de grado de envejecimiento para modelar la evolución de la resistencia a compresión. Esto permite tener en cuenta el efecto de la temperatura de curado en la resistencia última de una forma más realista que considerando sólo el grado de hidratación o el concepto asociado de madurez. Otras propiedades tales como la resistencia a tracción o los módulos elásticos se relacionan con la resistencia a compresión de acuerdo con las observaciones experimentales y la práctica usual.

Las capacidades y potencialidad del modelo se demuestran realizando simulaciones numéricas de experimentos adiabáticos e isotérmicos en diversas muestras de mortero y hormigón. El acuerdo cualitativo y cuantitativo entre las predicciones del modelo y los datos experimentales es notablemente bueno.

Es de particular relevancia la simulación numérica de los ensayos experimentales de Kim et al. sobre la evolución de la resistencia a compresión en condiciones controladas de temperatura variable. En función de los resultados obtenidos puede concluirse que el modelo propuesto representa un avance significativo respecto a la capacidad de modelos de envejecimiento anteriores, basados en el concepto de madurez o edad equivalente.



## Capítulo 3

# DEGRADACIÓN Y FLUENCIA

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En el Capítulo 2 se ha presentado la formulación y validación de los aspectos termo-químicos del modelo propuesto. En este Capítulo se presenta el modelo termo-químico-mecánico completo, en un formato adecuado para su implementación en un programa de elementos finitos de análisis termo-mecánico.

En primer lugar, la Sección 3.2 propone un modelo termo-químico-mecánico adecuado para describir el comportamiento a corto plazo del hormigón a tempranas edades. El modelo se basa en la Teoría de la Mecánica del Daño Continuo e incorpora dos variables internas escalares distintas para representar el daño a tracción y compresión. El modelo de daño se reformula en un formato normalizado que permite incorporar directamente el fenómeno de envejecimiento.

En segundo lugar, la Sección 3.3 extiende el modelo propuesto para incluir el comportamiento mecánico a largo plazo. Esto se consigue incorporando al modelo de daño con envejecimiento un modelo de fluencia basado en la recientemente propuesta Teoría de la Micro-tensión y Solidificación.

Finalmente, en la Sección 3.4, se usan diferentes conjuntos de datos experimentales disponibles en la literatura para demostrar las capacidades y potencialidad del modelo. Se presentan simulaciones numéricas de experimentos mecánicos realizados en condiciones adiabáticas e isotérmicas en probetas de hormigón.

## 3.2 MODELO MECÁNICO INSTANTÁNEO

El comportamiento mecánico del hormigón, como el de otros geomateriales, es complejo y altamente no lineal, incluso para niveles moderados de tensión. Un modelo adecuado debe contemplar fenómenos tales como:

- (a) la gran diferencia entre las resistencias a tracción y compresión, lo que comporta curvas tensión-deformación muy diferentes en ambos regímenes;
- (b) la recuperación de rigidez sí, una vez producida la fisuración a tracción, la tensión cambia de signo y se pasa a un estado de compresión;
- (c) el incremento de resistencia en estados bi o tridimensionales, comparada con la resistencia uniaxial;
- (d) las deformaciones permanentes (plásticas) que se producen en descarga;
- (e) la sensibilidad a la velocidad de carga; etc.

Los modelos constitutivos que se describen en la literatura se basan en las teorías hipoeelásticas, hiperelásticas, viscoelásticas, plásticas, viscoplásticas, de mecánica de fractura o de daño continuo, para mencionar sólo algunas de las más populares. El presente trabajo hace uso de un *modelo de daño continuo* para caracterizar el comportamiento mecánico del hormigón. La Teoría del Daño Continuo fue presentada por primera vez por Kachanov (1958) en el contexto de problemas relacionados con la fluencia, pero ha sido aceptada con posterioridad como una alternativa válida y prometedora para formular comportamientos materiales complejos. Hoy en día se usa para materiales tan diferentes como los metales, las cerámicas, la roca o el hormigón, y en un amplio abanico de aplicaciones (fluencia, fatiga, colapso progresivo, etc.). Las razones de su popularidad son tanto la simplicidad y versatilidad de su formulación como su consistencia, basada en la teoría de la termodinámica de procesos irreversibles.

Entre las diferentes posibilidades que ofrece este marco (Lemaitre y Chaboche 1978; Lemaitre 1984; Chaboche 1988a,b; Simó y Ju 1987a,b; Mazars y Pijaudier-Cabot 1989), en este trabajo se formula un *modelo isótropo de daño*, con sólo dos variables internas escalares para caracterizar el daño local a tracción y compresión, respectivamente. Esto proporciona un modelo constitutivo sencillo que, sin embargo, es capaz de capturar el comportamiento globalmente no lineal del hormigón, incluyendo el ablandamiento por deformación y la regradación de rigidez bajo alternancia del signo de la tensión.

Además, el modelo puede ser implementado en función de las deformaciones, lo cual conduce a un algoritmo prácticamente explícito para integrar el tensor de tensiones en el tiempo. Ésta es una característica muy deseable en un modelo que debe ser usado en aplicaciones a gran escala. El modelo de daño que se presenta aquí es una reformulación del descrito en Cervera et al. (1995, 1996) y Faria et al. (1998), extendido para tener en cuenta los efectos de la temperatura y el fenómeno de envejecimiento. Por simplicidad, sólo se trata en su versión independiente de la velocidad de carga, y no se consideran las deformaciones plásticas.

### 3.2.1 Tensiones efectivas

La Teoría de la Mecánica del Daño Continuo (TMDC) se basa en la definición del concepto de *tensión efectiva*, que se formuló por primera vez en conexión con la *hipótesis de equivalencia de deformaciones* (Lemaitre and Chaboche, 1978):

*“la deformación asociada a un estado dañado bajo una tensión aplicada  $\sigma$  es equivalente a la deformación asociada con el estado no dañado sometido a una tensión efectiva  $\bar{\sigma}$ ”.*

En este trabajo se supondrá que el tensor (de segundo orden) de tensiones efectivas  $\bar{\sigma}$  tiene la siguiente expresión hiperelástica:

$$\bar{\sigma}(\varepsilon_e, \kappa) = \mathbf{D}(\kappa) : \varepsilon_e \quad (3.1)$$

donde  $\varepsilon_e$  es el tensor (de segundo orden) de deformaciones elásticas,  $\mathbf{D}(\kappa)$  es el tensor (de cuarto orden) constitutivo elástico lineal y  $(:)$  denota el producto tensorial contraído en dos índices. La dependencia explícita del grado de envejecimiento  $\kappa$  del tensor constitutivo  $\mathbf{D}(\kappa)$  indica que los módulos elásticos se definen en función de éste.

Dado que nuestro objetivo es usar un modelo de daño con variables internas de daño separadas en los estados de tensión de tracción y compresión, es necesario definir una partición del tensor de tensiones efectivas en sus respectivas componentes positivas y negativas. Para identificar en lo sucesivo con claridad las contribuciones de cada uno de estos tensores de tensión efectiva, se usarán en lo que sigue los superíndices  $(+)$  y  $(-)$  para referirse a las entidades de tracción y compresión, respectivamente.

En este trabajo, la partición de las tensiones se define de la misma forma

que en Cervera et al. (1995, 1996) y Faria et al. (1998):

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}^+ &= \langle \bar{\sigma} \rangle = \sum_{j=1}^3 \langle \bar{\sigma}_j \rangle \mathbf{p}_j \otimes \mathbf{p}_j \\ \bar{\sigma}^- &= \langle \bar{\sigma} \rangle = \sum_{j=1}^3 \langle \bar{\sigma}_j \rangle \mathbf{p}_j \otimes \mathbf{p}_j\end{aligned}\quad (3.2)$$

donde  $\bar{\sigma}_j$  denota el  $j$ -ésimo valor principal de tensión del tensor  $\bar{\sigma}$ ,  $\mathbf{p}_j$  representa el vector unitario asociado a su respectiva dirección principal y el símbolo  $\otimes$  denota el producto tensorial. Los símbolos  $\langle \cdot \rangle$  son los paréntesis de Macaulay ( $\langle x \rangle = x$ , si  $x \geq 0$ ,  $\langle x \rangle = 0$ , si  $x < 0$ ) y los and símbolos  $\langle \cdot \rangle$  son tales que  $\langle x \rangle = x$ , si  $x < 0$ ,  $\langle x \rangle = 0$ , si  $x \geq 0$ .

### 3.2.2 Energía libre y ecuación constitutiva

En esta Sección se trata el comportamiento mecánico del hormigón a corto plazo. La denominación "corto plazo" se usa en relación con la escala de tiempo en la que tienen lugar los fenómenos de hidratación y envejecimiento; esto es, se considera que el proceso de carga mecánica es instantáneo, comparado con los fenómenos químicos.

Esto significa que, sin pérdida de generalidad, el modelo mecánico puede definirse suponiendo que el grado de envejecimiento tiene un valor fijo,  $\kappa = \bar{\kappa}$ . En consecuencia, todas las propiedades mecánicas relacionadas con éste pueden ser consideradas de valor constante:  $f^-(\bar{\kappa})$ ,  $f^+(\bar{\kappa})$ ,  $E(\bar{\kappa})$ ,  $G_f^+(\bar{\kappa})$  y  $G_f^-(\bar{\kappa})$ .

Por lo tanto, la energía libre y la ecuación constitutiva no se consideran explícitamente dependientes de los grados de hidratación y envejecimiento,  $\xi$  y  $\kappa$ . Asimismo, y consecuentemente, se desprecian todos los términos dependientes de sus derivadas temporales,  $\dot{\xi}$  y  $\dot{\kappa}$ , en la definición de la disipación mecánica. En la Sección 3.3 se considera la extensión del modelo al comportamiento mecánico a largo plazo (bajo carga sostenida), y en ella no es de aplicación la presente observación.

Se definen las energías libres asociadas a las tensiones efectivas de tracción y compresión de la forma:

$$W_\varepsilon^\pm = W_\varepsilon^\pm(\varepsilon_\varepsilon) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^\pm : \mathbf{D}^{-1} : \bar{\sigma} \quad (3.3)$$

donde el superíndice ( $\pm$ ) puede significar tracción o compresión según convenga. Se puede demostrar tras cierta manipulación algebraica que  $W_\varepsilon^\pm \geq 0$ .

Se introducen también dos variables, tipo variable interna,  $d^+$  y  $d^-$ , denominadas índices de daño a tracción y compresión, cuya definición y evolución en función de las variables internas reales se da más adelante.

La energía libre mecánica para el modelo de daño se define en la forma introducida en Faria et al. (1998):

$$\begin{aligned}\Psi &= W(\boldsymbol{\varepsilon}_e, d^+, d^-) \\ &= W^+(\boldsymbol{\varepsilon}_e, d^+) + W^-(\boldsymbol{\varepsilon}_e, d^-) \\ &= (1 - d^+) W_e^+(\boldsymbol{\varepsilon}_e) + (1 - d^-) W_e^-(\boldsymbol{\varepsilon}_e)\end{aligned}\quad (3.4)$$

A partir de esta definición, y siempre que  $0 \leq d^+, d^- \leq 1$ , es fácil demostrar que  $W \geq 0$  (Faria et al. 1998).

La ecuación constitutiva del modelo de daño se obtiene de la Ec. (3.4) utilizando el método de Coleman, en la forma:

$$\boldsymbol{\sigma} = \partial_{\boldsymbol{\varepsilon}_e} \Psi = (1 - d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + (1 - d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \quad (3.5)$$

La disipación mecánica se puede expresar como:

$$\mathcal{D}_{mech} = W_e^+ \dot{d}^+ + W_e^- \dot{d}^- \geq 0 \quad (3.6)$$

y resulta ser positiva, siempre que los índices de daño crezcan monótonamente, es decir,  $\dot{d}^+, \dot{d}^- \geq 0$ .

### 3.2.3 Caracterización del daño

Para definir con claridad conceptos tales como carga, descarga o recarga en estados generales tridimensionales de tensión es necesario definir una magnitud escalar positiva (una norma), denominada *tensión equivalente normalizada*. Esto permite comparar entre sí diferentes estados de tensión, incluso correspondientes a diferentes grados de hidratación. Con esta definición, diversos estados de tensión pueden relacionarse con un único *experimento uniaxial normalizado*, lo cual hace posible su comparación cuantitativa.

Como consecuencia de la partición de tensiones, se hacen necesarias dos normas separadas de tensión efectiva equivalente: una norma efectiva (normalizada) de tracción  $\tau^+$ , y una norma efectiva (normalizada) de compresión  $\tau^-$ . En este trabajo, estas normas se definen de la forma:

$$\tau^\pm = \left[ \left( \frac{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^\pm}{J_e^\pm} \right) : \mathbf{C}^\pm : \left( \frac{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^\pm}{J_e^\pm} \right) \right]^{1/2} = \frac{1}{J_e^\pm} \left[ \bar{\boldsymbol{\sigma}}^\pm : \mathbf{C}^\pm : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^\pm \right]^{1/2} \quad (3.7)$$

dónde se han introducido dos tensores métricos adimensionales de cuarto orden  $\mathbf{C}^\pm$ . Los tensores  $\mathbf{C}^\pm$  no dependen del grado de envejecimiento. Su papel consiste en definir *la forma* de las superficies envolventes de daño en un espacio normalizado de tensiones efectivas, tal como se describe más adelante. Nótese que estos dos tensores métricos pueden ser distintos para las normas de tracción y compresión,  $\mathbf{C}^+$  and  $\mathbf{C}^-$ , respectivamente.

Los factores de normalización  $f_e^\pm(\bar{\kappa})$  se introducen en la Ec. (3.7) para tener en cuenta la dependencia de las resistencias mecánicas respecto al grado de envejecimiento. Su papel consiste en definir *el tamaño* de las superficies envolventes de daño en un espacio *real* de tensiones efectivas, tal como se describe más adelante. Desde el punto de vista físico, representan los valores de las tensiones uniaxiales de tracción  $f_e^+$  y compresión  $f_e^-$  que definen el inicio de la degradación a tracción y compresión, respectivamente. Estos valores se pueden tomar proporcionales a las correspondientes resistencias pico  $f^\pm$ , definidas por las Ecs. (2.29) y (2.39) en la forma  $f_e^-(\bar{\kappa}) = \lambda_e^- f^-(\bar{\kappa})$  y  $f_e^+(\bar{\kappa}) = \lambda_e^+ f^+(\bar{\kappa})$ , respectivamente.

Con las definiciones anteriores para las tensiones efectivas equivalentes, se introducen ahora dos criterios de daño separados,  $g^+$  y  $g^-$ , para tracción y compresión, respectivamente:

$$g^\pm(r^\pm, r^\pm) = r^\pm - r^\pm \leq 0 \quad (3.8)$$

Las variables  $r^+$  y  $r^-$  son variables internas normalizadas, tipo deformación, que pueden interpretarse como umbrales de daño, en el sentido de que es su valor el que controla el tamaño de las superficies de daño en el espacio *normalizado* de tensiones efectivas, a medida que éstas se expanden monótonamente. Debido a su naturaleza normalizada, sus valores iniciales son unitarios,  $r_0^+ = r_0^- = 1$ .

Esto significa que los criterios de daño están definidos en un espacio normalizado de tensiones efectivas (o, alternativamente, en un espacio normalizado de deformaciones elásticas). La forma de las dos superficies envolvente de daño no depende del grado de envejecimiento. Esta es una característica muy atractiva del presente formato normalizado del modelo de daño. De hecho, la forma de los criterios de daño viene definida por los tensores métricos  $\mathbf{C}^\pm$ . Estos tensores deben ser isótropos y definidos positivos, de la forma:

$$\mathbf{C}^\pm = (1 + \gamma^\pm) \mathbf{I} - \gamma^\pm \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \quad \text{con} \quad 0 \leq \gamma^\pm < 1 \quad (3.9)$$

dónde  $\mathbf{I}$  es el tensor unidad de cuarto orden,  $\mathbf{1}$  es el tensor unidad de segundo orden y  $\gamma^\pm$  es un parámetro relacionado con las resistencias equibiaxiales a

tracción/compresión. Llamando  $\rho^\pm$  a la relación entre las correspondientes resistencias biaxial y uniaxial, se tiene la siguiente correspondencia entre  $\gamma^\pm$  y  $\rho^\pm$ :

$$\gamma^\pm = 1 - \frac{1}{2(\rho^\pm)^2} \quad (3.10)$$

La Figura 3.1 muestra una esquematización bidimensional (en el plano  $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3 = 0$ ) de los criterios de daño que se obtienen para dos posibles selecciones de estos tensores:

- (a)  $\gamma^\pm = 0, \mathbf{C}^\pm = \mathbf{I}$  representa un criterio tipo Rankine redondeado con  $\rho^\pm = 1/\sqrt{2} = 0.707$ , mientras que
- (b)  $\gamma^\pm = 0.622$  representa un criterio mucho más realista para el hormigón con  $\rho^\pm = 1.15$ .

Una tercera posibilidad es usar:

- (c)  $\gamma^\pm = \nu, \mathbf{C}^\pm = \bar{\mathbf{D}}^{-1} = (\mathbf{D}/E)^{-1}$ , que representa criterios relacionados con las energías libres (normalizadas) de tracción y compresión, pero a los que corresponde un valor pequeño de  $\rho^\pm = 0.767$ .

Nótese que las opciones (a) y (c) son idénticas si se desprecia el efecto del coeficiente de Poisson.

Se puede usar un criterio de Rankine puro definiendo:

- (d)  $\mathbf{C}^\pm = \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1$ .

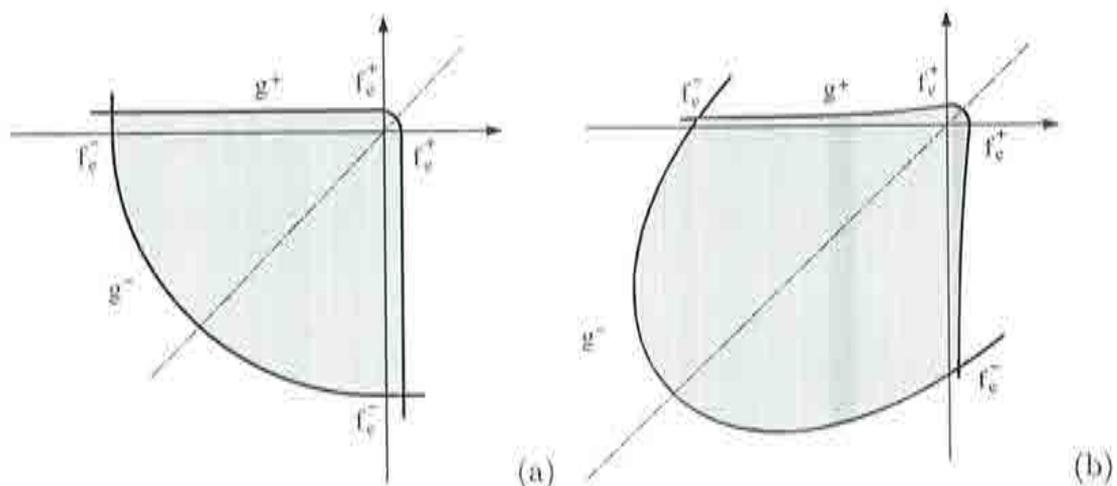


Figura 3.1: Dos criterios de daño diferentes.

Sin embargo, en este caso  $C^\pm$  no es ni isotrópico ni definido positivo y, entonces, la Ec. (3.7) define solamente una semi-norma:

Las superficies envolventes de daño definidas en el espacio normalizado de tensiones efectivas mediante la Ec. (3.8) se pueden definir también en el espacio real de tensiones efectivas en la forma:

$$\tilde{g}^\pm(\tilde{\tau}^\pm, \tilde{r}^\pm) = f_e^\pm g^\pm(\tilde{\tau}^\pm, \tilde{r}^\pm) = \tilde{\tau}^\pm - \tilde{r}^\pm \leq 0 \quad (3.11)$$

donde  $\tilde{\tau}^\pm$  y  $\tilde{r}^\pm$  son las versiones no escaladas de  $\tau^\pm$  y  $r^\pm$ , respectivamente,

$$\tilde{\tau}^\pm = [\bar{\sigma}^\pm; C^\pm; \bar{\sigma}]^{1/2} \quad \text{y} \quad \tilde{r}^\pm = f_e^\pm r^\pm \quad (3.12)$$

Por lo tanto, resulta claro que los factores de escala  $f_e^\pm(\kappa)$  desempeñan el papel de parámetros de endurecimiento por envejecimiento (químico), ya que definen la aplicación entre las superficies envolventes de daño y el espacio real de tensiones efectivas y, por tanto, el crecimiento de su tamaño real como resultado del proceso de envejecimiento. Puesto que  $f_e^-$  y  $f_e^+$  no son necesariamente proporcionales (véase Ec. (2.39)), las superficies de daño para diferentes grados de envejecimiento no son necesariamente homotéticas.

La Figura 3.2 representa una esquematización bidimensional (en el plano  $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_2$ ,  $\bar{\sigma}_3 = 0$ ) de la aplicación existente entre los criterios de daño definidos en (a) el espacio de tensiones efectivas normalizado a (b) el espacio de tensiones efectivas real, en función de los factores de escala  $f_e^\pm(\kappa)$  y, por tanto, del grado de envejecimiento  $\kappa$ .

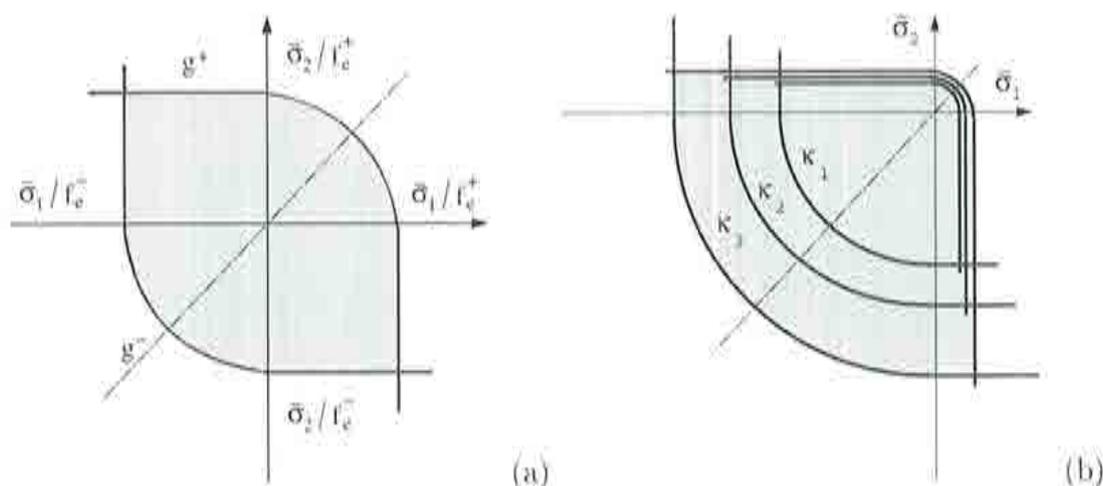


Figura 3.2: Aplicación del espacio de tensiones (a) normalizado al (b) real.

### 3.2.4 Evolución del daño

La evolución (expansión) de las superficies envolventes de daño en el espacio normalizado en condiciones de carga, descarga y recarga está gobernada por el conjunto de las relaciones de Kuhn-Tucker y la condición de consistencia de daño, que se pueden escribir de la forma:

$$\begin{aligned} \dot{r}^{\pm} &\geq 0 & g^{\pm} &\leq 0 & \dot{r}^{\pm} g^{\pm} &= 0 \\ & & & & \dot{r}^{\pm} \dot{g}^{\pm} &= 0 \end{aligned} \quad (3.13)$$

Estas relaciones, juntamente con la definición en la Ec. (3.8), comportan la condición de carga  $\dot{r}^{\pm} = \dot{r}^{\pm}$ . Ésta, a su vez, lleva a la determinación explícita de los valores actuales de las variables internas en la forma:

$$r^{\pm} = \max \left[ r_0^{\pm}, \max(\tau^{\pm}) \right] \quad (3.14)$$

Nótese que la Ec. (3.14) permite calcular los valores actuales de  $r^{\pm}$  en función de los valores actuales de  $\tau^{\pm}$ , que, a su vez, dependen explícitamente de los valores actuales de las deformaciones, la temperatura y grado de envejecimiento (véanse las Ecs. (3.1) y (3.7)).

Para un grado de envejecimiento dado, un incremento suficientemente grande de la deformaciones elásticas (y, en consecuencia, de las tensiones efectivas) comporta una expansión de las superficies envolventes *con* evolución (aumento) del daño. Alternativamente, para un estado dado de deformación elástica y sus valores correspondientes  $r^{\pm}$ , un incremento en el grado de envejecimiento comporta una expansión de las superficies envolventes *sin* evolución (aumento) del daño. A esto último se le llama *endurecimiento químico*.

Finalmente, los índices de daño  $d^+$  y  $d^-$  se definen explícitamente en función de los correspondientes valores actuales de los umbrales de daño; de tal manera que sean funciones monótonamente crecientes de éstos y que se cumplan las condiciones  $0 \leq d^{\pm}(r^{\pm}) \leq 1$ .

En lo sucesivo se abandona el uso de los superíndices ( $\pm$ ) en aras de la claridad. Se definen los valores  $r_e = 1/\lambda_e = f(\bar{\kappa})/f_e(\bar{\kappa})$ , que establecen el tamaño de la superficie envolvente de daño para la primera ocurrencia de éste y  $r_p \geq r_e$ , que establece el tamaño de las superficies envolventes de daño para la resistencia pico. Estos dos valores definen la parte con endurecimiento (por deformación) de la curva tensión-deformación uniaxial del material. En principio, estos valores podrían depender del grado de hidratación, pero, por simplicidad, los consideraremos aquí como propiedades constantes del material.

Nótese que, necesariamente,  $r_p \geq r_e \geq r_0 = 1$ . Para el caso límite  $r_p = r_e = r_0 = 1$  el material muestra ablandamiento inmediatamente después de la aparición del daño, lo cual es una opción que a menudo se utiliza en el ablandamiento por tracción.

En este trabajo se utilizan las funciones

$$d(r) = A_d \frac{r_e}{r} \left( \frac{r-1}{r_p-1} \right)^2 \quad r_0 \leq r \leq r_p \quad (3.15)$$

$$d(r) = 1 - \frac{r_e}{r} \exp \frac{1}{B_d} \left( \frac{r-r_p}{r_e} \right) \quad r_p \leq r \quad (3.16)$$

donde las constantes  $A_d$  y  $B_d$  se definen de la forma

$$A_d = \frac{r_p - r_e}{r_e} \quad \text{y} \quad B_d = \frac{1}{2} \frac{r_p}{r_e} - \frac{1}{l^*} \frac{EG_f}{f^2} + \bar{B}_d \quad (3.17)$$

donde  $\bar{B}_d = A_d (r_p^3 - 3r_p + 2/3) / 6 r_e (r_p - 1)^2$ . En la Ec. (3.17) se introducen las energías de fractura a tracción y compresión del material  $G_f$  y la longitud característica  $l^*$  para asegurar resultados independientes del tamaño de la malla (Oliver, 1989).

La Figura 3.3(a) muestra la representación esquemática de la curva uniaxial tensión-deformación, que explica el papel de los parámetros  $r_e$  y  $r_p$ . Por su parte, la Figura 3.3(b) muestra la evolución de las curvas tensión-deformación para diferentes grados de envejecimiento crecientes.

Nótese que la dependencia de las energías de fractura del grado de envejecimiento definidas por el modelo de envejecimiento (véase la Ec.(2.44) implica que

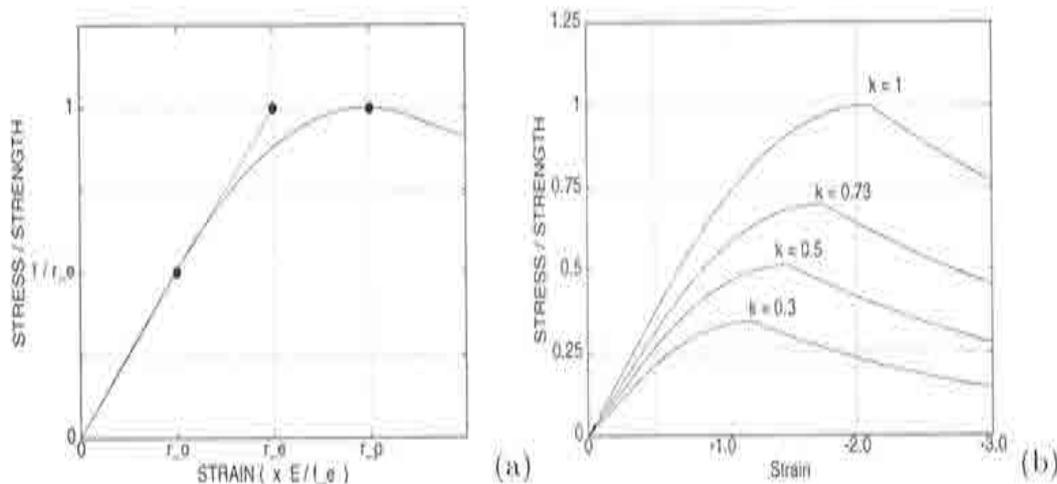


Figura 3.3: Curvas tensión-deformación uniaxiales.

la fracción  $EG_f/f^2$  no depende de  $\kappa$ , de manera que  $EG_f/f^2 = E_\infty G_{f\infty}/f_\infty^2$ , donde el subíndice ( $\infty$ ) denota valores al final del proceso de hidratación. Esto significa que el parámetro  $B_d$  es independiente del grado de envejecimiento.

También, para el caso límite  $v_0 = v_e = v_p$ , las expresiones de la Ec. (3.17) se reducen a  $A_d = 0$  y  $B_d = 1/2 - EG_f/l^* f^2$ , expresiones conocidas para el caso de ablandamiento exponencial (Cervera et al. 1995, 1996).

### 3.2.5 Acoplamiento térmico

Para tener en cuenta los posibles efectos de acoplamiento termo-mecánico en caso de carga térmica de corta duración es necesario redefinir el tensor (de segundo orden) de deformaciones elásticas  $\epsilon_e$  de la forma:

$$\epsilon_e(\epsilon, T) = \epsilon - [\alpha_T (T - T_{ref})] \mathbf{1} \quad (3.18)$$

donde  $\epsilon$  es el tensor (de segundo orden) de deformaciones totales,  $\alpha_T$  es el coeficiente de dilatación térmica y  $\mathbf{1}$  es un tensor unitario (de segundo orden).

A estos efectos, la temperatura de referencia  $T_{ref}$  se puede tomar igual a la temperatura que se alcanza al final de la fase de fraguado (cuando  $\xi = \xi_{sel}$ ).

Con esta redefinición, las expresiones dadas para las tensiones efectivas, Ec. (3.1), la parte mecánica de la energía libre, Ec. (3.4), la ecuación constitutiva, Ec. (3.5), y la disipación mecánica, Ec. (3.6), permanecen idénticas.

## 3.3 MODELO MECÁNICO DIFERIDO

El modelo mecánico presentado en la Sección 3.2 es capaz de describir el comportamiento mecánico a corto plazo del hormigón a tempranas edades. En esta Sección se considerará la inclusión del comportamiento a largo plazo, o sea, el comportamiento bajo carga mantenida. La idea básica es utilizar un modelo viscoelástico con envejecimiento, capaz de reproducir los fenómenos de fluencia y relajación típicos del comportamiento a largo plazo del hormigón. Éste debe ser acoplado al modelo de daño descrito en la Sección 3.2, considerando también los efectos térmico y químico.

Dado que en el comportamiento a largo plazo la escala de tiempo en la que suceden los fenómenos mecánicos es comparable a aquella en la que ocurren los

fenómenos de hidratación y envejecimiento, tanto el grado de hidratación como el de envejecimiento aparecen explícitamente en la definición del modelo.

### 3.3.1 Teoría de la solidificación

En la teoría clásica de la viscoelasticidad, el comportamiento mecánico se caracteriza mediante la *función de relajación* o la *función de fluencia*, y las relaciones constitutivas se formulan en forma de ecuaciones integrales de Volterra (Bazant, 1988). Este procedimiento es claramente inadecuado para las aplicaciones numéricas, debido a que requiere una gran cantidad de memoria y tiempo de cálculo.

Siguiendo trabajos previos relacionados con el comportamiento a largo plazo del hormigón (Cervera et al. 1992), así como las recomendaciones de Carol y Bazant (1993), se considera aquí la función de relajación del hormigón desarrollada en serie de Dirichlet, con un número finito de términos, por ejemplo  $N$ . Con esto se consigue un doble objetivo:

- (a) las leyes constitutivas del material viscoelástico se pueden escribir en función de un número finito de variables internas y, por lo tanto, basta con almacenar los valores de éstas de un paso de tiempo al siguiente; esto proporciona enormes ventajas computacionales respecto a las ecuaciones escritas en función de integrales hereditarias. Además,
- (b) el modelo reológico resultante se puede interpretar físicamente como una cadena generalizada de Maxwell, en la que un número finito de muelles y amortiguadores se colocan en paralelo.

De forma alternativa, se puede partir de la función de deformación desarrollada en serie de Dirichlet. Esto conduce a una cadena generalizada de Kelvin con una disposición en serie de sus elementos (véase Bazant y Prasannan 1989; Carol y Bazant 1993; Bazant et al. 1997).

Aunque ambos procedimientos son completamente equivalentes si se toma un número suficientemente grande de términos en el desarrollo de la serie exponencial, el primero conduce a un sistema de ecuaciones diferenciales de primer orden para la evolución de las variables internas, mientras que el segundo conduce a un sistema de segundo orden.

En vista de lo anterior, se elige aquí un modelo en cadena de Maxwell, siendo los módulos elásticos de los muelles,  $E^i$ , y las viscosidades de los amortiguadores,  $\eta^i$ , de los  $i = 1, \dots, N$  elementos de Maxwell de la cadena los

parámetros materiales. Resulta también útil caracterizar la cadena mediante los módulos elásticos,  $E^i$ , y los tiempos de relajación de los viscosímetros, definidos de la forma  $\tau^i = \eta^i/E^i$ , de forma alternativa. Es conveniente tomar  $\tau^1 = \infty$  en el desarrollo en serie, y así  $E^1$  se puede considerar como el módulo elástico *asintótico* del hormigón.

La Figura 3.4 muestra la representación esquemática del modelo reológico propuesto para el comportamiento mecánico a largo plazo, en forma de cadena de Maxwell.

En el marco de los modelos de envejecimiento el caso general de tal modelo reológico considera módulos elásticos y viscosidades que varían independientemente los unos de los otros. Sin embargo, es usual restringir el modelo a la consideración de módulos elásticos que varían de forma proporcional y tiempos de relajación constantes. Esto reduce en gran medida la complejidad y las dificultades matemáticas de determinar los parámetros materiales, a la vez que evita el controvertido tema de la divergencia de las curvas de fluencia para carga a diferentes edades (Carol and Bazant, 1993).

En lo que sigue se supondrá que durante todo el proceso de envejecimiento el conjunto de los módulos elásticos varía de forma proporcional a la función de envejecimiento definida en la Sección 2.3, de forma  $E^i(\kappa) = \lambda_E(\kappa) E_{\infty}^i$  (donde  $E_{\infty}^i$  son los valores al final del proceso de hidratación, y  $E_{\infty} = \sum_{i=1}^N E_{\infty}^i$ ), y que los tiempos de relajación,  $\tau^i$ , permanecen constantes.

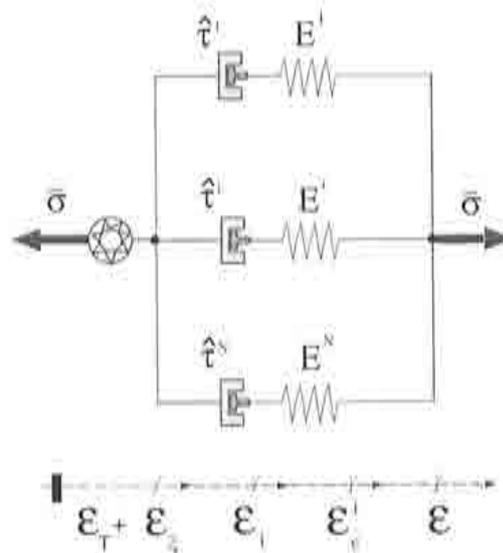


Figura 3.4: Modelo reológico para el comportamiento a largo plazo.

Se demuestra en Carol y Bazant (1993) que esto es equivalente al modelo que surge de la Teoría de la Solidificación (Bazant and Prasannaan, 1989) con una cadena de Maxwell sin envejecimiento como componente básico.

La tensión total que soporta la cadena de Maxwell se calcula fácilmente como la suma de las tensiones que soportan los  $N$  elementos de la cadena,  $\sigma^i$  para  $i = 1, \dots, N$ , esto es:

$$\sigma = \sum_{i=1}^N \sigma^i \quad (3.19)$$

Si se eligen las tensiones en cada elemento de Maxwell de la cadena como variables internas del modelo, se demuestra en Carol y Bazant (1993) que las ecuaciones diferenciales (de primer orden) que gobiernan la evolución de estas variables son de la forma:

$$\dot{\sigma}^i + \frac{\sigma^i}{\tau^i} = \lambda_{E(\kappa)} E_{\infty}^i \bar{D} \dot{\epsilon} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.20)$$

donde se usan tensores como equivalentes multidimensionales de las variables escalares de los modelos uniaxiales;  $\epsilon$  es el tensor (de segundo orden) de deformación total y se utiliza también el tensor adimensional  $\bar{D}$  (de cuarto orden).

La idea fundamental utilizada para la obtención de la Ec. (3.20) y, en general, detrás de la Teoría de la Solidificación es que las capas nuevas de hidratos que solidifican trabajan en paralelo con las formadas previamente y, por lo tanto, no están sometidas a tensión en el momento de su formación. En lo anterior se ha identificado la función adimensional de la fracción sólida,  $v(t)$ , introducida en Bazant (1977) con la función de envejecimiento del módulo elástico,  $\lambda_E(\kappa)$ , introducida en la Ec. (2.40) para el presente modelo de envejecimiento.

### 3.3.2 Teoría de la micro-tensión

El modelo propuesto (y la Teoría de la Solidificación subyacente en él) no es la solución final al envejecimiento a largo plazo, ya que mientras el proceso de hidratación del hormigón 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 se tiene en cuenta en la Teoría de la Solidificación (Bazant y Prasannaan 1989) incluyendo un *amortiguador puro* con una

viscosidad dependiente del tiempo, conectado en serie a la cadena de Kelvin con envejecimiento.

En Bazant et al. (1997b) se presenta una justificación física para la inclusión de dicho amortiguador. A tal efecto, se formula un modelo para obtener la viscosidad del amortiguador en función de la micro-(pre)tensión de tracción que soportan las ligaduras y puentes que atraviesan los micro-poros presentes en el gel de cemento endurecido. Se supone que la fluencia a largo término se debe a los deslizamientos de cortante que se producen entre las paredes opuestas de los micro-poros y que provocan la ruptura y reajuste de las ligaduras que transmiten la micro-tensión.

Sea  $\sigma_\mu$  el valor de la micro-tensión y  $\eta_\mu$  el valor de la viscosidad asociada al amortiguador. Sean  $\sigma_{\mu 0}$  y  $\eta_{\mu 0}$  sus correspondientes valores iniciales. Supóngase que la viscosidad es inversamente proporcional al valor de la micro-tensión, de forma que:

$$\frac{\sigma_\mu}{\sigma_{\mu 0}} = \frac{\eta_{\mu 0}}{\eta_\mu} = \mu \quad (3.21)$$

donde  $\mu$  es una variable que puede considerarse como el valor normalizado de la micro-tensión, y cuyo valor inicial es  $\mu(t=0) = 1$ .

La evolución de  $\mu$  en función de la humedad relativa,  $h$ , y su variación temporal,  $\dot{h}$ , viene dada por una ecuación diferencial no lineal de la forma (Bazant et al., 1997b):

$$\dot{\mu} + c_{\mu 0} \mu^2 = -c_{\mu 1} \frac{\dot{h}}{h} \quad (3.22)$$

donde  $c_{\mu 0}$  y  $c_{\mu 1}$  son propiedades del material. Si no se consideran los efectos higrométricos (esto es, restringiéndose al caso de fluencia básica), la Ec. (3.22) se reduce a:

$$\dot{\mu} = -c_{\mu 0} \mu^2 \quad (3.23)$$

que se integra fácilmente para obtener la evolución de la micro-tensión normalizada:

$$\mu(t) = \frac{1}{1 + c_{\mu 0} t} \quad (3.24)$$

Entonces, la viscosidad se puede calcular como  $\eta_\mu = \eta_{\mu 0}/\mu$ . Nótese que a medida que el tiempo avanza, la micro-tensión disminuye y la viscosidad del amortiguador aumenta. Eventualmente, la micro-tensión desaparece, la viscosidad tiende a infinito y el amortiguador deja de actuar.

Aunque en las referencias citadas el elemento amortiguador está conectado en serie a una cadena de Kelvin con módulos elásticos que envejecen, se puede

modelar el mismo comportamiento con una cadena de Maxwell con envejecimiento. A tal efecto, se define el tiempo de relajación del elemento amortiguador como:

$$\tau_{\mu} = \frac{\eta_{\mu}}{E} = \frac{\eta_{\mu 0}/\mu}{\lambda_E E_{\infty}} = \frac{\tau_{\mu 0}}{\lambda_E \mu} \quad (3.25)$$

donde  $\tau_{\mu 0} = \eta_{\mu 0}/E_{\infty}$  es una propiedad del material. Ahora, la Ec. (3.20) debe ser modificada para incluir el efecto del amortiguador no lineal, en la forma:

$$\dot{\sigma}^i + \left( \frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_{\mu}} \right) \sigma^i = E^i(\kappa) \bar{D} \dot{\epsilon} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.26)$$

Nótese que el efecto del amortiguador está completamente definido con dos propiedades materiales adicionales:  $\tau_{\mu 0}$  and  $\epsilon_{\mu 0}$ . La primera define el valor inicial de la viscosidad, mientras que la segunda gobierna su evolución.

### 3.3.3 Deformaciones viscosas

En lo que sigue, se toman las deformaciones viscosas en cada elemento de Maxwell,  $\epsilon^i$ , en vez de las tensiones,  $\sigma^i$ , como variables internas. La relación entre ellas es:

$$\sigma^i = E^i(\kappa) \bar{D} : (\epsilon - \epsilon^i) \quad (3.27)$$

Sustituyendo la Ec. (3.27) en la Ec. (3.26) se obtiene la ley de evolución de las deformaciones viscosas

$$\dot{\epsilon}^i = \left( \frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_{\mu}} + \frac{1}{\tau_u} \right) (\epsilon - \epsilon^i) = \frac{1}{\tau^i} (\epsilon - \epsilon^i) \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.28)$$

con  $\tau_u(\kappa) = \lambda_E/\dot{\lambda}_E$  representando el efecto de envejecimiento de los módulos elásticos.

Nótese que incluso si  $\tau^i$  y  $\tau_{\mu}$  son suficientemente grandes, se produce deformación viscosa en tanto en cuanto el envejecimiento avanza y los módulos elásticos varían ( $\dot{\lambda}_E \neq 0$ ). A medida que pasa el tiempo, la velocidad de hidratación disminuye y la viscosidad debida al envejecimiento aumenta. Eventualmente,  $\tau_u(t = \infty) = \infty$  y el modelo se transforma en un sistema viscoelástico de Maxwell convencional.

La Ec. (3.28) representa la ley de evolución de las deformaciones viscosas. En Cervera et al. (1992) y Galindo (1993) se dan detalles sobre la integración numérica de dicha ecuación.

### 3.3.4 Marco termodinámico

En el comportamiento a largo plazo del hormigón tanto el grado de hidratación como el de envejecimiento,  $\xi$  y  $\kappa$ , juegan un papel determinante y, en consecuencia, deben ser considerados explícitamente en la definición de la energía libre del modelo y en las ecuaciones de estado. También los correspondientes términos que dependen de sus derivadas temporales deben incluirse en la expresión de la disipación mecánica para asegurar su positividad.

Se define la energía elástica asociada a cada elemento de la cadena de Maxwell de la forma

$$\begin{aligned} W_e^i &= W_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \\ &= \frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma}^i : (E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}})^{-1} : \boldsymbol{\sigma}^i \\ &= \frac{1}{2} \boldsymbol{\varepsilon}_e^i : (E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}}) : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i \end{aligned} \quad (3.29)$$

donde el tensor (de segundo orden) de deformación elástica se define como  $\boldsymbol{\varepsilon}_e^i = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^i$ , para cada elemento de Maxwell.

La energía elástica total asociada a la cadena de Maxwell se obtiene sumando las contribuciones de los elementos

$$W_e = W_e(\boldsymbol{\varepsilon}_e, \kappa) = \sum_{i=1}^N W_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \quad (3.30)$$

La tensión en cada elemento y la tensión total se obtienen a partir de esta expresión, utilizando el método de Coleman:

$$\boldsymbol{\sigma} = \partial_{\boldsymbol{\varepsilon}_e} W_e = \sum_{i=1}^N \partial_{\boldsymbol{\varepsilon}_e} W_e^i = \sum_{i=1}^N E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}} : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i = \sum_{i=1}^N \boldsymbol{\sigma}^i \quad (3.31)$$

Nótese que las deformaciones viscosas  $\boldsymbol{\varepsilon}^i$  son las fuerzas termodinámicamente conjugadas de las tensiones en los elementos de la cadena  $\boldsymbol{\sigma}^i$  ( $\boldsymbol{\sigma}^i = -\partial_{\boldsymbol{\varepsilon}^i} W_e$ ).

También, a partir de la Ec. (3.30) se puede obtener la disipación mecánica como

$$\mathcal{D}_{mech} = \sum_{i=1}^N \left( \frac{2}{\tau^i} + \frac{2}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_a} \right) W_e^i \geq 0 \quad (3.32)$$

donde  $\tau^i$ ,  $\tau_\mu$ ,  $\tau_a$  y  $W_e^i$  han sido ya definidos.

### 3.3.5 Viscoelasticidad con envejecimiento y degradación

Finalmente, se considera el acoplamiento del modelo viscoelástico descrito en la Sección 3.3 con el modelo de daño con envejecimiento descrito en la Sección 3.2, a la vez que se consideran los efectos térmicos y químicos relevantes.

La hipótesis básica utilizada para este fin es suponer que la tensión que soporta la cadena de Maxwell es la tensión efectiva, es decir, la correspondiente al estado no degradado, en vez de la tensión nominal. Esta idea se basa en el concepto propio de la TMDC de que es la tensión efectiva la que realmente actúa sobre el hormigón sólido, mientras que la tensión real actúa sobre el sólido y los huecos y microgrietas producidos por la degradación de aquél.

Se comienza definiendo las tensiones efectivas y las deformaciones elásticas en un elemento de la cadena de Maxwell en forma análoga a las Ecs. (3.1) y (3.18):

$$\bar{\sigma}^i(\varepsilon_e^i, \kappa) = E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}} : \varepsilon_e^i \quad (3.33)$$

con

$$\varepsilon_e^i(\varepsilon, \varepsilon^i, T, \xi) = \varepsilon - \varepsilon_T - \varepsilon_\xi - \varepsilon^i \quad (3.34)$$

donde las deformaciones volumétricas de origen térmico,  $\varepsilon_T = \alpha_T (T - T_{ref}) \mathbf{1}$ , y químico,  $\varepsilon_\xi = \alpha_\xi \xi \mathbf{1}$ , afectan de la misma manera a todos los elementos, pero el tensor (de segundo orden) de deformaciones viscosas,  $\varepsilon^i$ , es diferente para cada elemento. Esto significa que las tensiones efectivas en cada elemento no son ni proporcionales, ni co-rotacionales.

Se define también la partición de las tensiones efectivas para cada elemento, en la forma

$$\bar{\sigma}^{i+} = \sum_{j=1}^3 \langle \bar{\sigma}_j^i \rangle \mathbf{p}_j^i \otimes \mathbf{p}_j^i \quad \text{y} \quad \bar{\sigma}^{i-} = \bar{\sigma}^i - \bar{\sigma}^{i+} \quad (3.35)$$

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

Se definen las energías elásticas asociadas a las tensiones efectivas de tracción y compresión para cada elemento en la forma

$$\begin{aligned} W_e^{i+} &= W_e^{i+}(\varepsilon_e^i, \kappa) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^{i+} : (E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}})^{-1} : \bar{\sigma}^i \\ W_e^{i-} &= W_e^{i-}(\varepsilon_e^i, \kappa) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^{i-} : (E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}})^{-1} : \bar{\sigma}^i \end{aligned} \quad (3.36)$$

Se puede demostrar tras cierta manipulación algebraica que  $W_e^{i+}, W_e^{i-} \geq 0$  (véase Faria et al. 1998).

La energía elástica total asociada a la cadena de Maxwell se obtiene sumando las contribuciones de los elementos que la forman

$$\begin{aligned} W_e &= W_e(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \\ &= W_e^{i+}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) + W_e^{i-}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \\ &= \sum_{i=1}^N W_e^{i+}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) + \sum_{i=1}^N W_e^{i-}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \end{aligned} \quad (3.37)$$

Introduciendo ahora los índices de daño a tracción y compresión,  $d^+$  y  $d^-$ , respectivamente, la energía mecánica se define combinando los elementos anteriores de la forma:

$$\begin{aligned} W &= W(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) \\ &= W^+(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) + W^-(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) \\ &= (1 - d^+) W_e^{i+}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) + (1 - d^-) W_e^{i-}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \end{aligned} \quad (3.38)$$

Nótese que este término es muy similar al de la Ec. (3.4), y que ya incluye los acoplamiento termo-mecánico y termo-químico a través de las Ecs. (3.33) y (3.34). Es fácil demostrar que  $W \geq 0$ .

La energía libre para el modelo termo-químico-mecánico se puede expresar en función de dos variables externas, el tensor de deformaciones  $\boldsymbol{\varepsilon}$  y la temperatura  $T$ , los  $N$  tensores de deformación viscosa  $\boldsymbol{\varepsilon}^i$ , los dos índices de daño,  $d^+$  y  $d^-$ , y los grados de hidratación y envejecimiento  $\xi$  y  $\kappa$ , en la forma:

$$\begin{aligned} \Psi &= \Psi(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-, \xi, T) \\ &= W(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) + V(T) + L(T, \xi) + H(\xi) \end{aligned} \quad (3.39)$$

donde los términos térmico  $V(T)$ , químico  $H(\xi)$  y de acoplamiento termo-químico  $L(T, \xi)$  se han descrito en la Sección 2.2.

Las ecuaciones de estado para el modelo termo-químico-mecánico se obtienen a partir de la Ec. (3.39) utilizando el método de Coleman. Las expresiones para la entropía y la afinidad química son:

$$S = -\partial_T \Psi = \frac{1}{T_0} [C(T - T_0) - Q(\xi)] \quad (3.40)$$

$$A_\xi = -\partial_\xi \Psi = k_\xi \left( \frac{A_{\xi 0}}{k_\xi \xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \quad (3.41)$$

donde se han despreciado los términos de acoplamiento  $-\partial_T W$  en la Ec. (3.40) y  $-\partial_\xi L$ ,  $-\partial_\xi W$  en la Ec. (3.41) porque sólo pueden tener relevancia en aplicaciones muy específicas en las que el hormigón se encuentre sometido a muy elevadas temperaturas y/o presiones.

Las tensiones se obtienen de la forma:

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \partial_{\epsilon_s} \Psi = \partial_{\epsilon_s} W^+ + \partial_{\epsilon_s} W^- \\
 &= (1-d^+) \sum_{i=1}^N \partial_{\epsilon_s} W^{i+} + (1-d^-) \sum_{i=1}^N \partial_{\epsilon_s} W^{i-} \\
 &= (1-d^+) \sum_{i=1}^N \bar{\sigma}^{i+} + (1-d^-) \sum_{i=1}^N \bar{\sigma}^{i-} \\
 &= (1-d^+) \bar{\sigma}^+ + (1-d^-) \bar{\sigma}^- \quad (3.42)
 \end{aligned}$$

así que la expresión final es idéntica a la Ec. (3.5) correspondiente al modelo de daño,

La definición de las superficies de daño y la evolución de los umbrales e índices de daño se hace en función de las tensiones efectivas de tracción y compresión totales,  $\bar{\sigma}^+$  and  $\bar{\sigma}^-$ , tal como se describe en la Sección 3.2.

La disipación total se puede dividir en sus partes química y mecánica,  $\mathcal{D} = \mathcal{D}_{chem} + \mathcal{D}_{mech}$ , con

$$\mathcal{D}_{chem} = A_\xi \dot{\xi} \geq 0 \quad (3.43)$$

$$\mathcal{D}_{mech} = \sum_{i=1}^N \left( \frac{2}{\tau^i} + \frac{2}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_u} \right) W^i + W_e^+ \dot{d}^+ + W_e^- \dot{d}^- \geq 0 \quad (3.44)$$

siendo ambas positivas siempre que el módulo elástico y los índices de daño crezcan monótonamente,  $\dot{\tau}_a, \dot{d}^+, \dot{d}^- \geq 0$ .

### 3.4 SIMULACIONES NUMÉRICAS

Esta Sección presenta la validación del modelo termo-químico-mecánico descrito anteriormente. Todos los problemas aquí presentados se resuelven avanzando paso a paso en el tiempo. Para los problemas puramente químico-mecánicos la solución consiste en, para cada paso de tiempo, resolver la ecuación de equilibrio mecánico, a la vez que la ecuación diferencial que gobierna el proceso químico, Ec (2.16). Para los problemas termo-químico-mecánicos la solución consiste en, para cada paso de tiempo, resolver primero la ecuación del calor a la vez que la

ecuación diferencial que gobierna el proceso químico, Ecs. (2.18) y (2.16), respectivamente y, segundo, resolver el problema mecánico utilizando los campos de temperatura y grado de hidratación calculados previamente (Prato et al., 1997).

### 3.4.1 Modelo mecánico instantáneo

Esta Subsección se dedica a comparar información experimental existente en la literatura con las predicciones numéricas obtenidas usando el modelo de termoquímico-mecánico descrito en la Sección 3.2. El objetivo es demostrar que el modelo puede reproducir de forma adecuada la evolución de las propiedades mecánicas del hormigón a tempranas edades y predecir la respuesta experimental tensión versus deformación en diferentes etapas del proceso de hidratación.

Propiedades	C-30	C-70	C-100
$w/c$	0.50	0.30	0.25
$s/c$	0.00	0.08	0.09
$C$ [ $10^6 J/m^3 \text{ } ^\circ C$ ]	2.07	2.35	2.43
$k_T$ [ $10^3 J/m \text{ } h s \text{ } ^\circ C$ ]	5.21	5.72	6.42
$T_0$ [ $^\circ C$ ]	21.0	21.0	21.0
$\xi_\infty$	0.75	0.63	0.58
$k_\xi/\eta_{\xi 0}$ [ $10^6 1/h s$ ]	0.14	3.73	4.00
$\bar{\eta}$	7.50	7.00	6.00
$A_{\xi 0}/k_\xi$ [ $10^{-4}$ ]	1.00	1.00	1.00
$E_a/R$ [ $10^3 \text{ } ^\circ K$ ]	4.00	4.00	4.00
$Q_\xi$ [ $10^8 J/m^3$ ]	1.58	2.23	2.72
$\xi_{set}$	0.20	0.20	0.20
$A_f$	1.82	2.62	4.24
$B_f$	0.40	0.76	0.49
$f_\infty^-$ [MPa]	34.5	89.0	109.0
$T_f$ [ $^\circ C$ ]	100.0	100.0	100.0
$T_{ref}$ [ $^\circ C$ ]	21.0	21.0	21.0
$n_f$	0.42	0.10	0.00
$E_\infty$ [GPa]	29.6	40.5	46.4
$r_v^-$	2.76	2.23	2.72
$r_p^-$	4.74	3.06	3.74

Tabla 3.1: Propiedades para las simulaciones mecánicas a corto plazo.

Se consideran tanto condiciones de curado isotérmicas como adiabáticas.

Los experimentos que se reproducen aquí se llevaron a cabo en la McGill University, Montreal, Canadá (Khan et al., 1995). Las muestras eran cilindros de hormigón, 100 x 200 mm, fabricadas en moldes especiales de plástico diseñados para permitir el desmoldeo a muy tempranas edades sin perturbar el hormigón. En Khan et al. (1995) se dan detalles sobre la composición y las propiedades del hormigón utilizado. En el programa experimental se utilizaron tres mezclas diferentes para ensayar hormigones de baja, media y alta resistencia, a las que se indentificará como C-30, C-70 y C-100, esto es, las resistencias aproximadas de los hormigones a los 28 días en MPa. C-30 es una mezcla de hormigón de cemento Tipo 10, sin adición de superplastificador. Para las mezclas C-70 y C-100 se utilizó un cemento Tipo 10 mezclado con el 8 % y 9 % de microsilíce, respectivamente. También se añadió superplastificante a estas dos últimas mezclas.

La Tabla 3.1 presenta los valores numéricos de las propiedades que se han usado en las simulaciones numéricas de los ensayos. Nótese que en todos los casos se han usado los mismos valores para simular los ensayos realizados en condiciones de curado adiabáticas e isotérmicas. Con esto se pretende demostrar la capacidad del modelo para simular adecuadamente la influencia de la temperatura en los fenómenos de hidratación y envejecimiento.

### Ensayos adiabáticos

Para estos ensayos se desarrolló una técnica de temperatura controlada por ordenador de forma que se consiguieran condiciones cuasi-adiabáticas de curado. En Khan et al. (1995, 1998) pueden obtenerse detalles relativos al dispositivo experimental empleado.

Las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 muestran los resultados obtenidos para los experimentos realizados sobre las muestras de C-30, C-70 y C-100, respectivamente. La Figura 3.5(a) muestra la comparación entre la evolución del incremento de temperatura obtenido a partir del modelo y la medida en el experimento durante las 36 primeras horas. Los puntos representan los valores experimentales y las líneas continuas la predicción del modelo. Desafortunadamente, las temperaturas experimentales medidas más allá de las primeras 24 horas no pueden considerarse correctas, ya que muestran un cierto descenso. Esto no es posible en un ensayo adiabático, especialmente cuando se miden incrementos en la resistencia hasta el séptimo día. Este hecho puede ser debido a pérdidas de calor

por conducción o a algún otro defecto del dispositivo experimental. Incluso así, el acuerdo entre los resultados numéricos y el experimento es bueno.

La Figura 3.5(b) muestra la evolución de la resistencia a compresión con el grado de hidratación en el ensayo adiabático. La línea continua representa los resultados obtenidos en la simulación mientras que los puntos representan los valores experimentales, obtenidos de la curva de evolución de la temperatura en la forma indicada en la Sección 2.2. Se obtiene un acuerdo notable para toda la duración del experimento.

La Figura 3.5(c) muestra las curvas tensión-deformación para ensayos uniaxiales de compresión realizados a diferentes edades del hormigón: 14 y 17 horas, 1, 3 y 7 días. Se han seleccionado sólo aquellas curvas obtenidas para grados de hidratación superiores a  $\xi \geq 0.4$ . Para valores más bajos del grado de hidratación el contenido de agua libre en las mezclas es aún muy elevado y las curvas tensión-deformación experimentales muestran un marcado carácter viscoso. El acuerdo entre los resultados experimentales y los calculados es notablemente bueno, tanto en la predicción del efecto de envejecimiento (correspondiente a la evolución de la resistencia a compresión y del módulo elástico) como en la descripción de la parte no lineal de las curvas tensión-deformación. Esto demuestra que el modelo de daño propuesto está de acuerdo con el comportamiento experimental. Sólo se muestran resultados hasta la resistencia pico, ya que la parte de la curva correspondiente al ablandamiento post-pico depende de la forma de localización de la fisuración en las muestras, información que no se cita en las referencias anteriores.

Las Figuras 3.6(a), (b) y (c) y las Figuras 3.7(a), (b) y (c) muestran análogos resultados para los tests adiabáticos realizados con muestras de las mezclas C-70 y C-100, respectivamente. Como antes, se han seleccionado sólo aquellas curvas obtenidas para grados de hidratación superiores a  $\xi \geq 0.4$ . Globalmente, se consigue un buen acuerdo con los experimentos, particularmente para la mezcla C-100. Nótese cómo el modelo es capaz de reproducir el retardo en la hidratación debido a las altas dosis de superplastificante que se adicionó a estas dos mezclas.

### Ensayos isotérmicos

Las muestras usadas en los ensayos que se reproducen a continuación fueron curadas de tal manera que el incremento de temperatura debido al calor de hidratación no fuese significativo. Esto implica que los tests fueron realizados

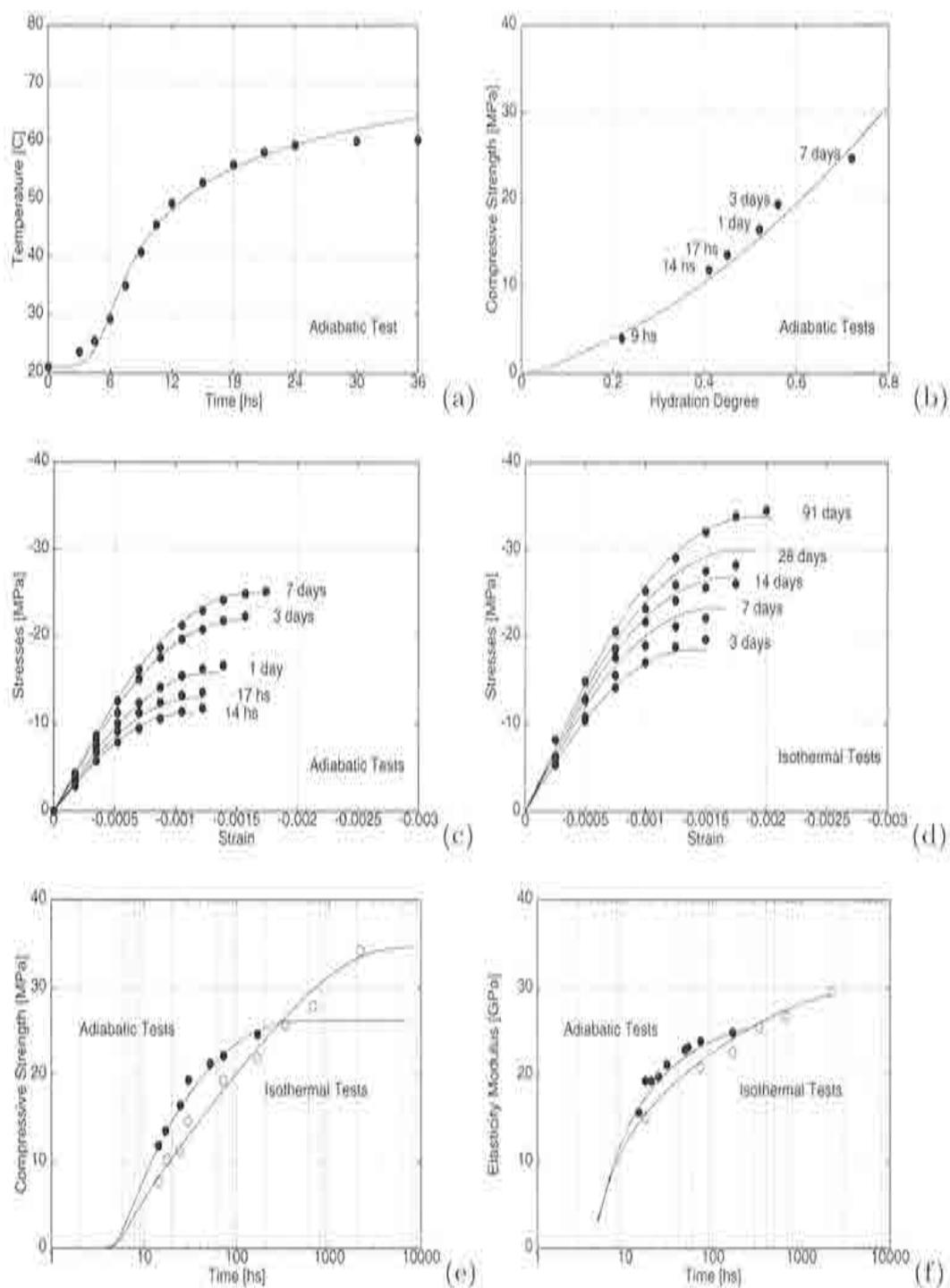


Figura 3.5: Resultados para el hormigón C-30.

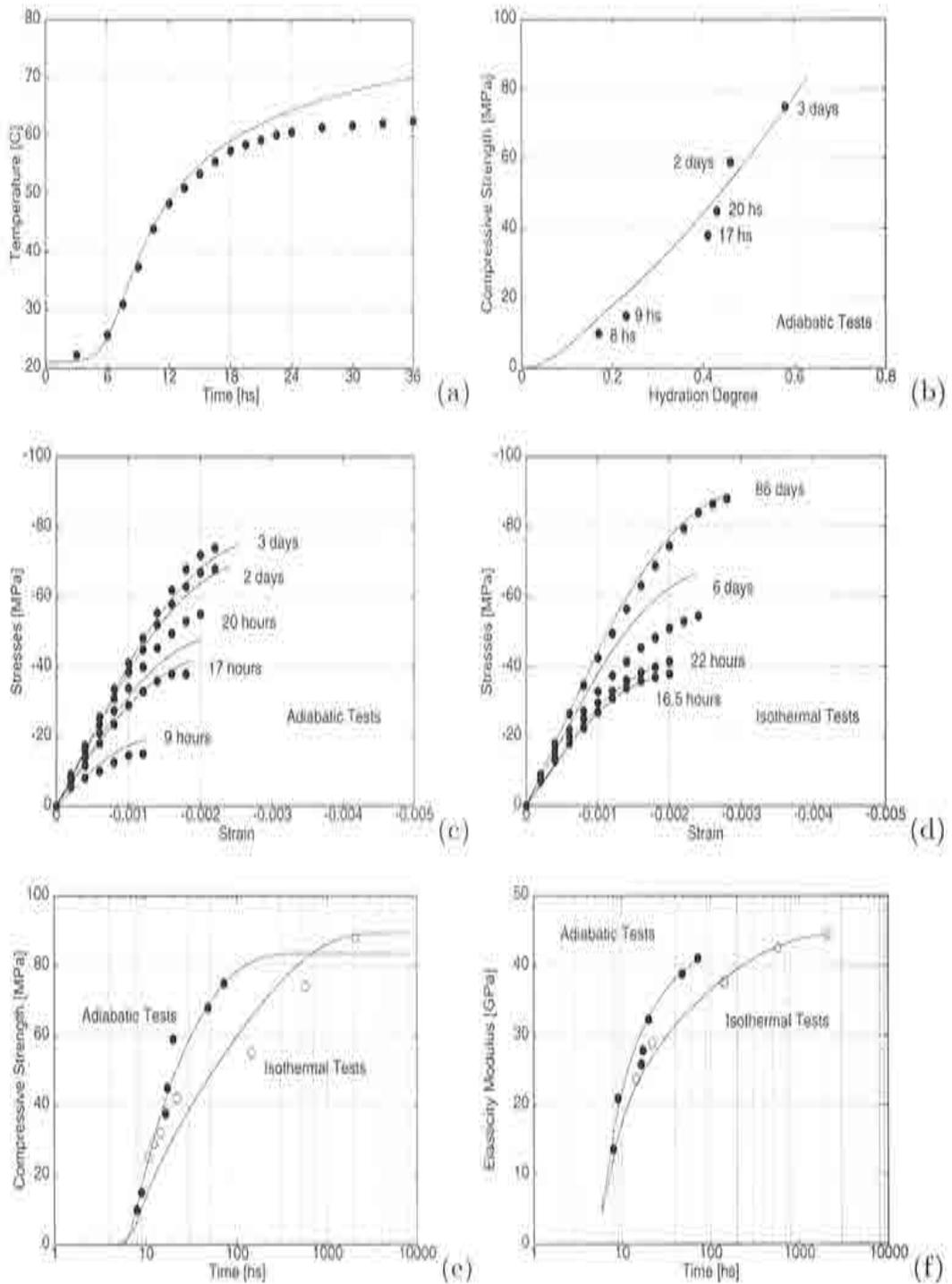


Figura 3.6: Resultados para el hormigón C-70.

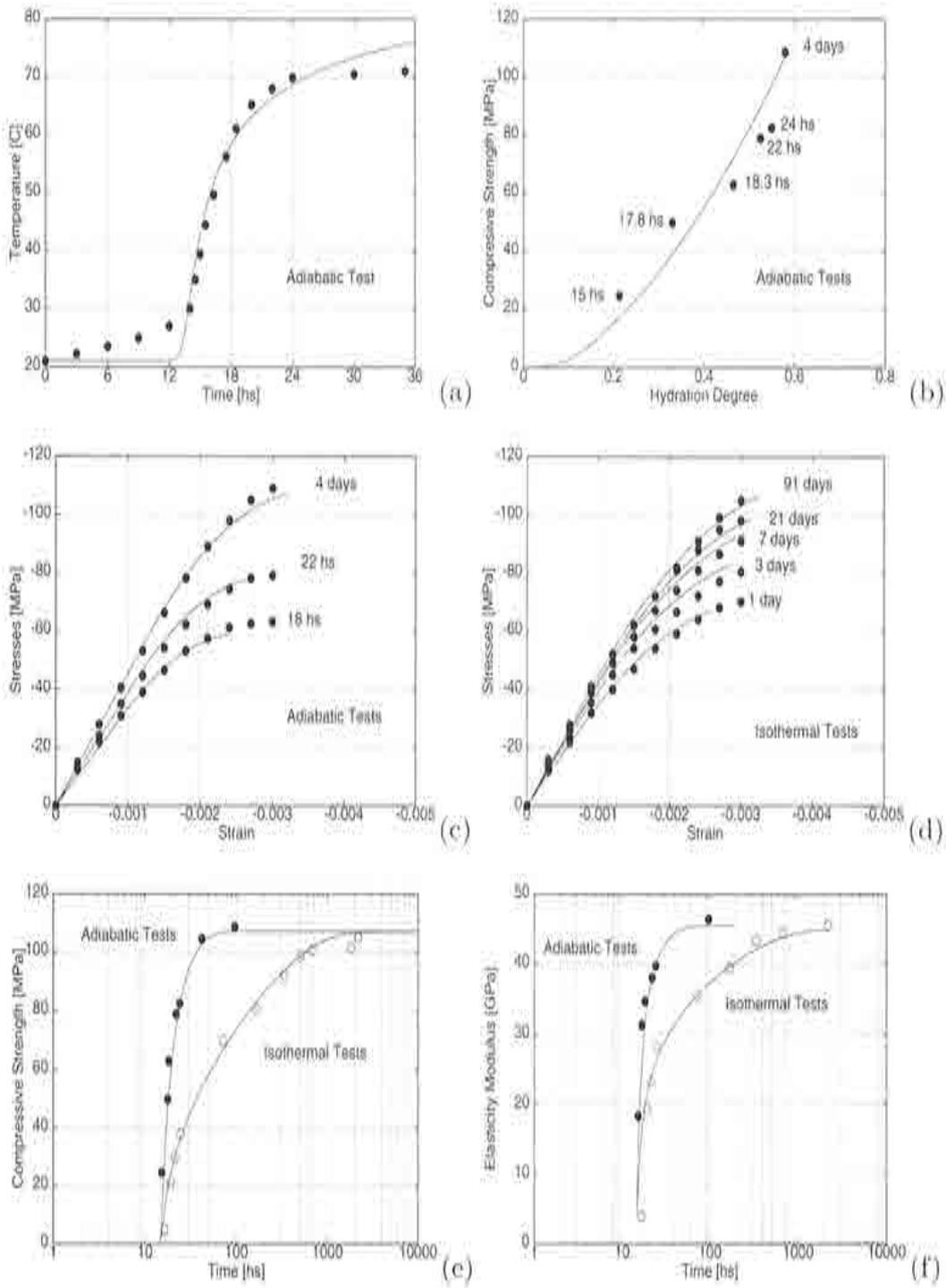


Figura 3.7: Resultados para el hormigón C-100.

en condiciones que pueden considerarse como prácticamente isotérmicas.

De nuevo, las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 muestran resultados correspondientes a las mezclas C-30, C-70 y C-100, respectivamente. La Figura 3.5(d) muestra las curvas tensión-deformación obtenidas en ensayos uniaxiales de compresión realizados a diferentes edades: 1, 3, 7, 14, 28 y 91 días. El acuerdo entre los resultados experimentales y las simulaciones es bueno, tanto en la predicción del efecto de envejecimiento (correspondiente a la evolución de la resistencia a compresión y del módulo elástico) como en la descripción de la parte no lineal de las curvas tensión-deformación. La Figura 3.6(d) y la Figura 3.7(d) muestran análogos resultados para los tests isotérmicos realizados con muestras de las mezclas C-70 y C-100, respectivamente.

La Figura 3.5(e) muestra la evolución de la resistencia a compresión del hormigón C-30 en el tiempo, tanto para los ensayos adiabáticos como isotérmicos. Nótese que, aunque se han utilizado las mismas propiedades materiales para la simulación de los fenómenos de hidratación y envejecimiento, se han obtenido resultados muy diferentes en función de las condiciones de curado. El hormigón gana resistencia más rápidamente en condiciones adiabáticas. Por otro lado, la resistencia a compresión última es un 31 % más alta para el curado en condiciones isotérmicas a 21° C que en condiciones adiabáticas, en las que se alcanzan temperaturas de hasta 65° C.

La Figura 3.5(f) muestra la evolución del módulo elástico del hormigón C-30 en el tiempo, tanto para los ensayos adiabáticos como isotérmicos. La tendencia que sigue dicha evolución es muy similar a la de la evolución de la resistencia. Nótese que tanto la evolución de la resistencia como la de la rigidez son muy bien reproducidas por el modelo de envejecimiento.

Las Figuras 3.6(e) y (f) y las Figuras 3.7(e) y (f) muestran análogos resultados para los tests adiabáticos realizados con muestras de las mezclas C-70 y C-100, respectivamente. Nótese que el efecto de la temperatura de curado en la resistencia última a compresión del hormigón de alta resistencia es mucho menor que para los hormigones convencionales; así por ejemplo, la resistencia última alcanzada por el hormigón C-70 en condiciones isotérmicas a 21° C es sólo un 7 % más alta que bajo condiciones adiabáticas, en las que se superan los 70° C; para el hormigón C-100 este efecto es inapreciable.

Los resultados presentados en esta Subsección demuestran la capacidad del modelo propuesto para capturar de forma adecuada el comportamiento termo-químico-mecánico a corto plazo del hormigón a tempranas edades.

### 3.4.2 Modelo mecánico diferido

Esta Subsección se dedica a comparar información experimental existente en la literatura con las predicciones numéricas obtenidas usando el modelo quimio-mecánico a largo plazo descrito en la Sección 3.3. El objetivo es demostrar que el modelo puede reproducir de forma adecuada la evolución de las propiedades mecánicas del hormigón a tempranas edades y predecir la respuesta experimental deformación versus tiempo en diferentes etapas del proceso de envejecimiento.

Los efectos higrométricos no se tratan aquí; por tanto, sólo se consideran experimentos relativos a fluencia básica. Los dispositivos experimentales intentan mantener condiciones isotérmicas para excluir la influencia de la temperatura de los fenómenos de fluencia observados. Por lo tanto, todas las simulaciones en esta Subsección se realizan en condiciones isotérmicas.

Propiedades	B. & V.	L'H. et al.	L. (OPC)	L. (HPC)
$w/c$	0,47	0,50	0,50	0,30
$s/c$	0,00	0,00	0,00	0,10
$\xi_\infty$	0,73	0,74	0,74	0,63
$k_\xi/\eta\xi_0 [10^6 \text{ 1/hs}]$	0,75	0,27	1,00 (1,20)	1,00 (1,30)
$\bar{\eta}$	10,0	9,50	7,50 (6,00)	7,50 (6,00)
$A_{\xi_0}/k_\xi [10^{-6} \text{ 1/hs}]$	0,30	0,30	1,00	0,01
$E_a/R [10^3 \text{ }^\circ\text{K}]$	4,00	4,00	4,00	4,00
$\xi_{set}$	0,20	0,10	0,10	0,10
$A_f$	3,92	2,06	2,56	2,56
$B_f$	0,14	0,43	0,37	0,37
$f_\infty [MPa]$	20,0	20,0	47,5 (35,2)	95,3 (79,0)
$E_\infty [GPa]$	38,3	46,2	44,1 (38,5)	53,8 (49,4)
$N$	2	2	2	2
$E^1 : E^2$	3:1	3:1	3:1	3:1
$\tau^1 [hs]$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
$\tau^2 [hs]$	15,0	20,0	15,0	75,0 (15,0)
$\tau_{\mu 0} [hs]$	600,0	800,0	700,0	1.000,0
$c_{\mu 0} [10^{-3} \text{ 1/hs}]$	5,00	5,00	6,00	20,0

Tabla 3.2: Propiedades para las simulaciones mecánicas a largo plazo.

### Ensayos de Bryant y Vadhanavikkit

Este primer conjunto de ensayos fue realizado por Bryant y Vadhanavikkit (1987), y sus resultados reproducidos también en Bazant et al. (1997a). Se refieren a un hormigón con relación agua/cemento  $w/c = 0.47$ , siendo el cemento Portland sin aditivos. Las probetas eran prismas cuadrados de 150 mm de lado y 600 mm de longitud, sometidas a compresión axial de 7 MPa a cinco edades distintas de puesta en carga,  $t = 8, 14, 28, 84$  y 182 días, y mantenida durante unos 2.000 días.

Las propiedades materiales usadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 3.2. Nótese que sólo se usan 2 elementos de Maxwell en la simulación, mientras que los resultados que se citan en Bazant et al. (1997a) se utilizaron 10 elementos de Kelvin. Resulta útil tomar  $\tau^1 = \infty$ , de tal manera que  $E^1$  es el módulo elástico asintótico del hormigón. Se toma una relación  $E^1 : E^2 = 3 : 1$  para los dos módulos elásticos de la cadena. Nótese también que los valores de  $\tau_{p0}$  y  $c_{p0}$  son necesarios para la simulación de la evolución de la micro-tensión a lo largo del proceso.

La Figura 3.8(a) muestra la evolución del módulo elástico en el tiempo; los puntos representan los valores experimentales, mientras que la línea continua representa la simulación del modelo. La Figura 3.8(b) muestra la evolución de la deformación total en el tiempo para la probeta cargada a diferentes edades. El acuerdo global obtenido entre las predicciones del modelo y los resultados experimentales es bueno.

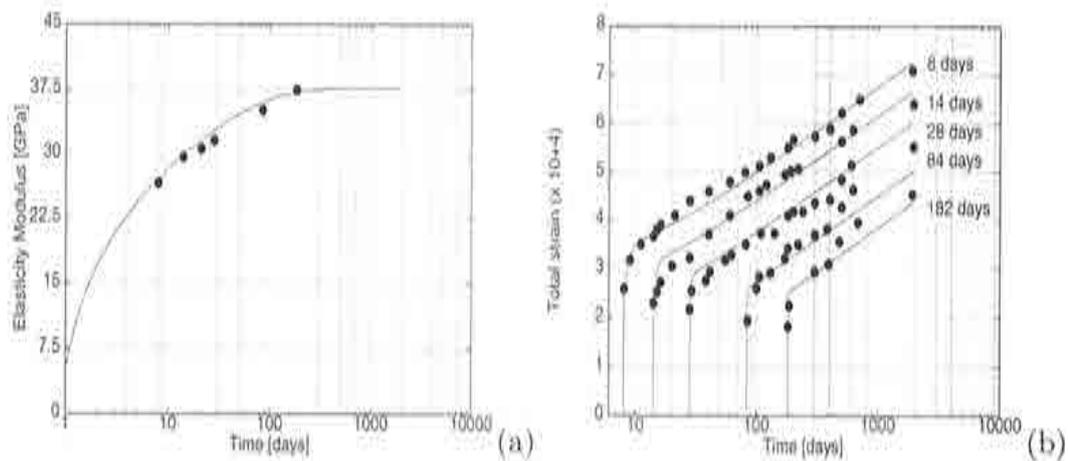


Figura 3.8: Resultados de los ensayos de B. & V.

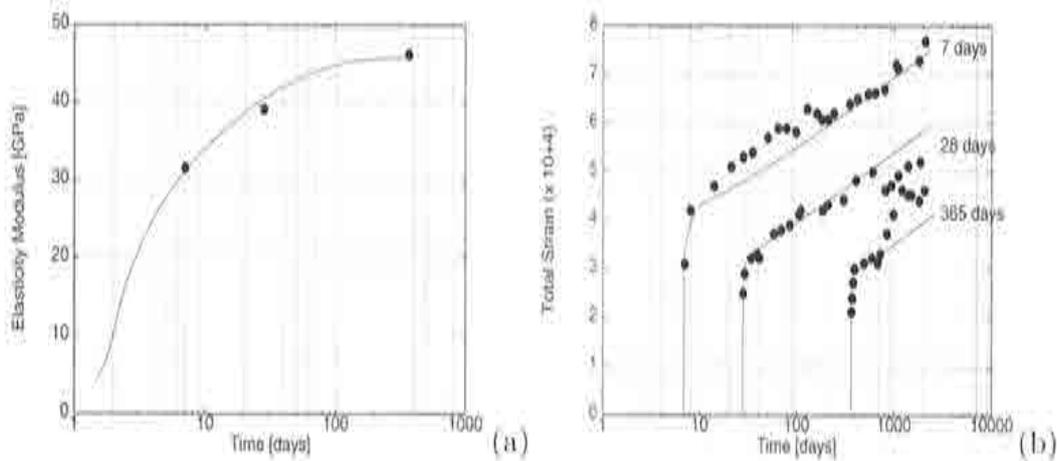


Figura 3.9: Resultados de los ensayos de L'Hermite et al.

### Ensayos de L'Hermite et al.

Este segundo conjunto de ensayos fue realizado por L'Hermite et al. (1965), y sus resultados reproducidos también en Bazant et al. (1997a). Las probetas eran prismas cuadrados de 70 mm de lado y 280 mm de longitud, sometidas a compresión axial de 9.81 MPa a tres edades distintas de puesta en carga,  $t = 7$ , 28 y 365 días, y mantenida durante unos 2.000 días.

Las propiedades materiales usadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 3.2. De nuevo, se usan sólo 2 elementos de Maxwell en la simulación, mientras que los resultados que se citan en Bazant et al. (1997a) se utilizaron 10 elementos de Kelvin.

La Figura 3.9(a) muestra la evolución del módulo elástico en el tiempo; los puntos representan los valores experimentales, mientras que la línea continua representa la simulación del modelo. La Figura 3.9(b) muestra la evolución de la deformación total en el tiempo para la probeta cargada a diferentes edades. El acuerdo global obtenido entre las predicciones del modelo y los resultados experimentales es bueno.

### Ensayos estáticos de Laplante

El tercer conjunto de ensayos fue realizado en la École Nationale des Ponts et Chaussées, París, Francia y sus resultados reproducidos en Laplante (1993). Las probetas eran cilindros de 160 mm de diámetro y 100 mm de longitud. Se utilizaron dos mezclas diferentes. La primera era un hormigón Portland con-

vencional (OPC), sin aditivos, con una relación agua/cemento de  $w/c = 0.5$ . La segunda era un hormigón de alta resistencia (HPC), con adición de microfílice y superplastificante y una relación agua/cemento de  $w/c = 0.3$ .

Las propiedades materiales usadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 3.2, en las columnas marcadas L. (OPC) y L. (HPC), respectivamente. De nuevo, se usan sólo 2 elementos de Maxwell en la simulación.

Las Figuras 3.10(a) y 3.10(b) muestran la comparación entre los experimentos y la simulación numérica para la evolución de la resistencia a compresión y el módulo elástico para ambas mezclas, respectivamente.

Se sometió a las probetas a una carga axial de compresión igual al 30 % de la resistencia a compresión a la edad de carga. La Figura 3.10(c) muestra la evolución de la deformación con el tiempo para la mezcla OPC cargada a diferentes edades,  $t = 18$  horas, 1, 3, 7 y 28 días. La Figura 3.10(d) muestra

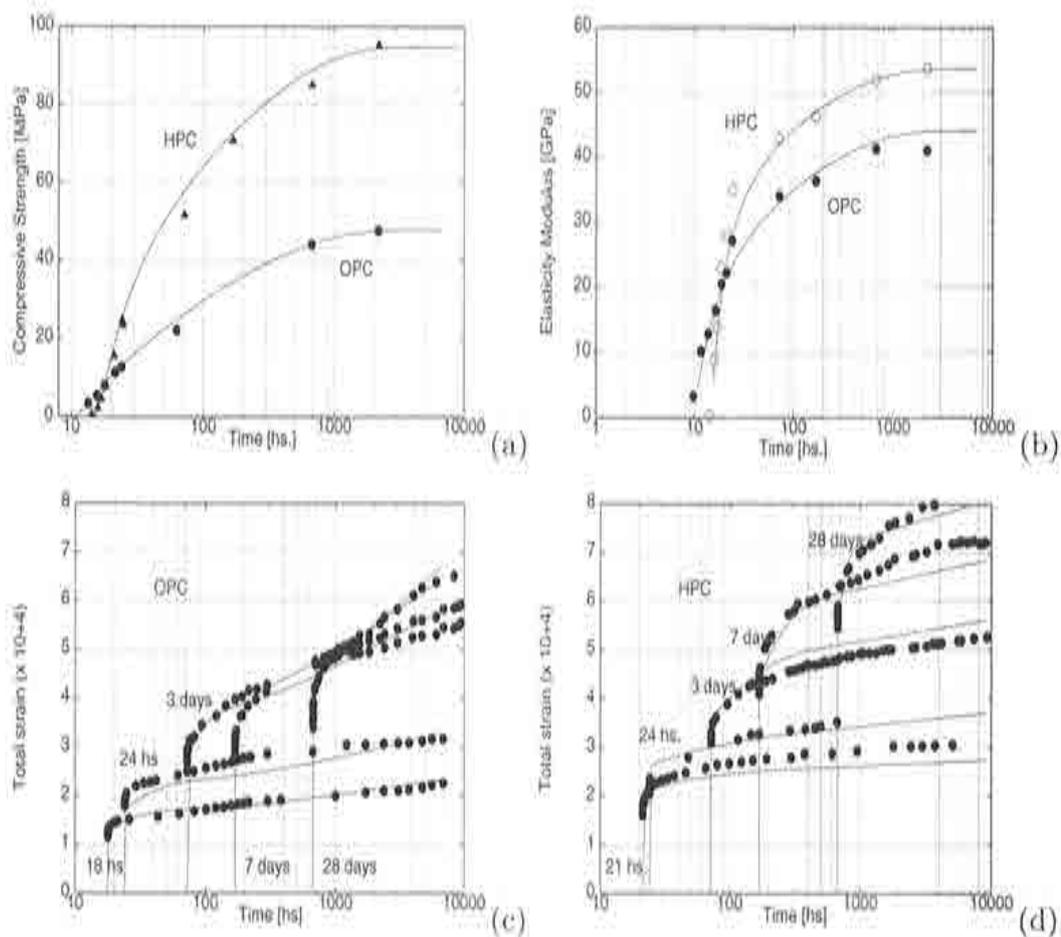


Figura 3.10: Resultados de los ensayos estáticos de Laplante.

la evolución de la deformación con el tiempo para la mezcla HPC cargada a diferentes edades,  $t = 21, 24$  horas, 3, 7 and 28 días.

Nótese que la metodología experimental seguida en estos ensayos es distinta de la de los ensayos precedentes. Por una parte, la carga aplicada se aumenta con la edad en el momento de la puesta en carga; por otro lado, se comienzan los experimentos a muy temprana edad, incluso antes de 1 día. No obstante, el acuerdo obtenido entre los experimentos y la simulación numérica es notable en todos los casos.

### Ensayos cíclicos de Laplante

El último conjunto de ensayos fue realizado en la École Nationale des Ponts et Chaussées, París, Francia y sus resultados reproducidos en Laplante (1993). Las probetas eran cilindros de 300 mm de diámetro y 120 mm de longitud. Se utilizaron dos mezclas diferentes. La primera era un hormigón Portland convencional (OPC), sin aditivos, con una relación agua/cemento de  $w/c = 0.5$ . La segunda era un hormigón de alta resistencia (HPC), con adición de microsílíce y superplastificante y una relación agua/cemento de  $w/c = 0.3$ .

Las propiedades materiales usadas en la simulación numérica se listan en la Tabla 3.2, en las columnas marcadas L. (OPC) y L. (HPC), respectivamente. Nótese que las mezclas de hormigón usadas en los ensayos cíclicos son diferentes de las usadas en los ensayos estáticos. Cuando las propiedades difieren, los valores usados en la simulación de los ensayos cíclicos se indican entre paréntesis. De nuevo, se usan sólo 2 elementos de Maxwell en la simulación.

Las Figuras 3.11(a) y 3.11(b) muestran la comparación entre los experimentos y la simulación numérica para la evolución de la resistencia a compresión y el módulo elástico para ambas mezclas, respectivamente.

Se sometió a las probetas a una carga axial de compresión cíclica que variaba de acuerdo con las Figuras 3.11(c) (para el hormigón Portland convencional) y 3.11(e) (para el hormigón de alta resistencia). Las Figuras 3.11(d) y 3.11(f) muestran las curvas de deformación versus tiempo obtenidas para las dos mezclas; los puntos representan los valores experimentales, mientras que la línea continua representa la simulación del modelo.

El acuerdo entre los resultados experimentales y la simulación es notablemente bueno. El modelo es capaz de reproducir adecuadamente los saltos observados experimentalmente durante las sucesivas cargas y descargas y, así mismo, el comportamiento de fluencia en los períodos intermedios.

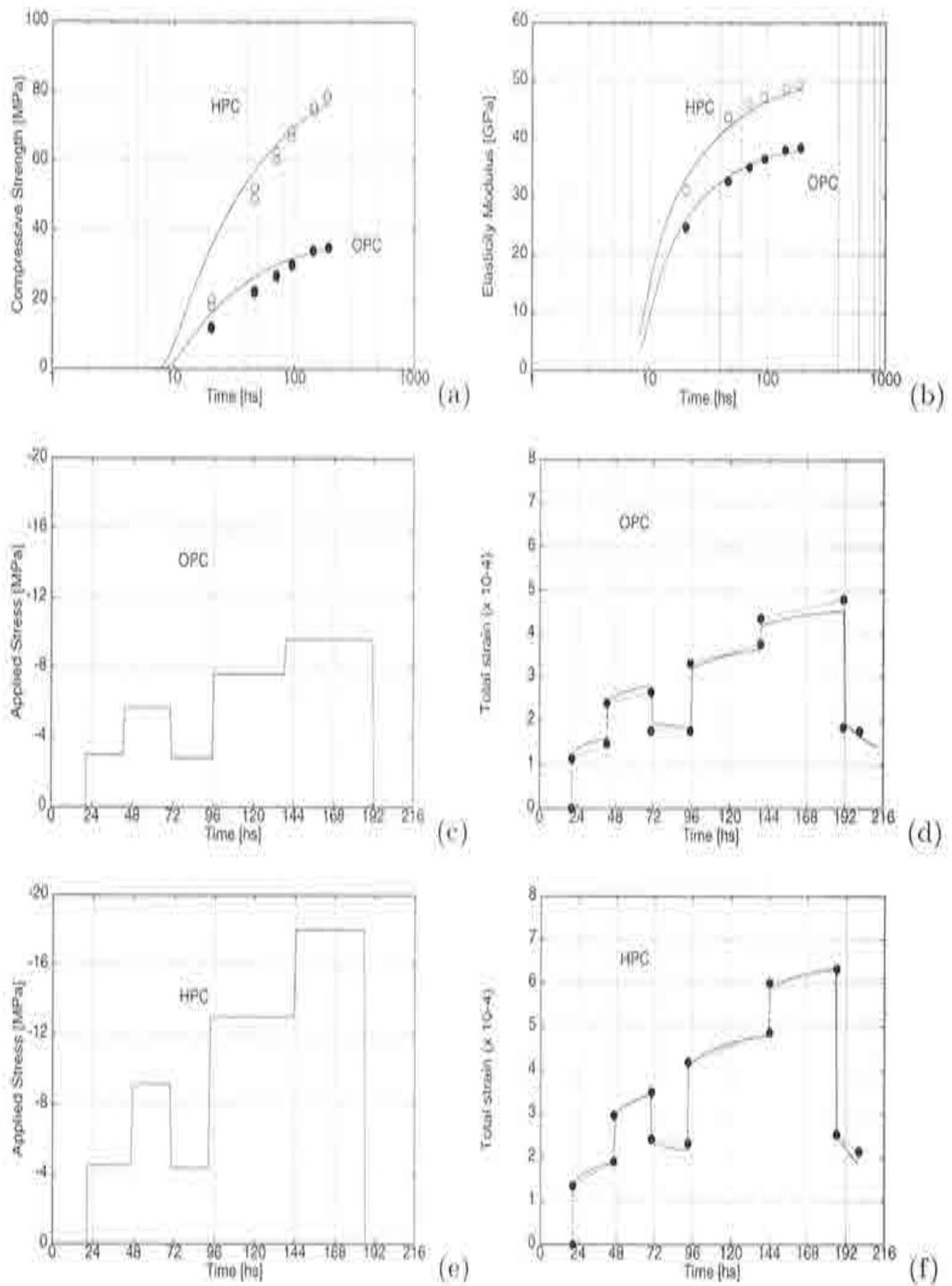


Figura 3.11: Resultados de los ensayos cíclicos de Laplante.

### 3.5 CONCLUSIONES

Este Capítulo describe un modelo termo-químico-mecánico que tiene en cuenta muchas de las características observadas en el comportamiento del hormigón a tempranas edades. El modelo está diseñado para su implementación en programa de elementos finitos de análisis termo-mecánico.

Se utiliza un marco termodinámicamente consistente adecuado para la descripción de los fenómenos irreversibles que se tratan. Se proponen expresiones para la energía libre a partir de las cuales se obtienen las ecuaciones de estado. Se garantiza una disipación positiva en cualquier situación.

El modelo mecánico a corto plazo se basa en la Teoría de la Mecánica del Daño Continuo. Se propone un modelo de degradación con sólo dos variables internas escalares para caracterizar el daño local a tracción y compresión, respectivamente. Esto proporciona un modelo constitutivo sencillo que, sin embargo, es capaz de capturar el comportamiento globalmente no lineal del hormigón, incluyendo el ablandamiento por deformación y la regradación de rigidez bajo alternancia del signo de la tensión. Además, el modelo puede ser implementado en función de las deformaciones, lo cual conduce a un algoritmo prácticamente explícito para integrar el tensor de tensiones en el tiempo. El modelo se formula en un formato normalizado que resulta particularmente atractivo, ya que permite incorporar el fenómeno de envejecimiento (en el que tanto las resistencias a tracción y a compresión como el módulo elástico dependen del grado de envejecimiento) una forma natural y extremadamente simple.

El modelo mecánico a largo plazo se basa en la recientemente propuesta Teoría de la Solidificación con micro-tensión. La idea básica es utilizar un modelo viscoelástico con envejecimiento, tipo cadena de Maxwell generalizada, capaz de reproducir los fenómenos de fluencia y relajación típicos del comportamiento a largo plazo del hormigón.

Las capacidades y potencialidad del modelo se demuestran realizando simulaciones numéricas de experimentos adiabáticos e isotérmicos en muestras de hormigones convencionales y de alta resistencia. El acuerdo cualitativo y cuantitativo entre las predicciones del modelo y los datos experimentales es notablemente bueno.

## Capítulo 4

# ANÁLISIS DE PRESAS DE HCR

### 4.1 INTRODUCCIÓN Y MOTIVACIÓN

Durante los últimos 30 años se han realizado grandes esfuerzos para encontrar una tecnología alternativa a la de los materiales sueltos para la construcción de grandes presas de gravedad que, de un lado, evitara los riesgos de colapso por rebosamiento y/o erosión interna y, por otro, fuera económicamente competitiva. Hoy por hoy, la respuesta a este reto tecnológico son las presas de hormigón compactado con rodillo (HCR).

Se conoce como HCR al hormigón de consistencia seca (asiento cero) que puede ser colocado y compactado con maquinaria utilizada normalmente para el movimiento de tierras, esto es, palas empujadoras y rodillos vibrantes. Las primeras evaluaciones sobre costes unitarios de colocación de HCR en presas construidas en los Estados Unidos muestran que con esta tecnología se consiguen ahorros entre el 30 y 70 % respecto a los métodos convencionales de construcción de presas de hormigón (Schrader and Naminas, 1988).

La idea original del HCR aparece en el Reino Unido en la década de los 40, cuando se comenzó a utilizarlo como subbase de carreteras o pavimentos para aeropuertos. En 1964 se construye la presa de Alpe Gera en Italia, en donde se transportó el hormigón con camiones y se hormigonó toda la presa de estribo a estribo sin junta de construcción alguna (Gentile, 1964).

La idea de utilizar el HCR en presas fue presentada a la comunidad de presistas en el artículo "The Optimum Gravity Dams" por Raphael en 1970, que lanza el mensaje de que entre las presas de materiales sueltos y las presas de hormigón convencional existe un espectro completo de posibilidades dependiendo de la cantidad de aglomerante que se utilice para estabilizar los áridos.

Durante la década de los 70 empezaron a diseñarse presas de HCR siguiendo tres orientaciones y filosofías diferentes, que se plasmaron en las dos décadas siguientes en los tres tipos generales de presas de HCR en los que se enmarcan las realizaciones en este tipo de presas (Hansen and Reinhardt, 1991). En los Estados Unidos, el Army Corps of Engineers empezó a trabajar en una alternativa a las presas de materiales sueltos basada en la tecnología de suelos estabilizados con cemento, y que conducía a presas de hormigón pobre, con muy bajo contenido en cemento. Simultáneamente, los ingenieros británicos trabajaban también en un híbrido entre las presas de materiales sueltos y las de hormigón convencional, pero partiendo de mezclas con alto contenido en cemento y adición de cenizas volantes. Por último, los ingenieros japoneses dedicaban sus esfuerzos a la racionalización de los métodos de construcción de presas de hormigón, en lo que dieron en llamar Presas de Hormigón Compactado (PHC).

La primera presa de HCR fue construida a principios de la década de los 80 y fue la de Shimajigawa (Japón, 1980), de 89 m y la segunda la de Willow Creek (Estados Unidos, 1982), de 52 m de altura. Durante los años posteriores se construyeron numerosas presas por todo el mundo: la presa de Copperfield, 40 m (Australia, 1984), la de Saco, 56 m (Brasil, 1986), la presa de Tamagawa, 100 m (Japón, 1987), la de Upper Stillwater, 87 m (Estados Unidos, 1988), la presa de Urugua-í, 76 m (Argentina, 1989), etc. Hoy en día hay más de 200 presas de HCR repartidas por todo el mundo, y más de 40 están en proceso de construcción (Franco, 1996).

Las presas de HCR han sido objeto de dos Cuestiones específicas presentadas en los últimos Congresos del ICOLD. La Cuestión 57 del Congreso ICOLD de 1985 se refirió a las "nuevas tecnologías: HCR", y sobre ella se presentaron 13 trabajos. La Cuestión 62 del Congreso ICOLD de 1988 fue: "nuevos desarrollos en la construcción de presas de hormigón", y se presentaron 43 trabajos, de los cuales 20 estaban relacionados con presas de HCR. Más recientemente se han celebrado el "International Symposia on Roller Compacted Concrete Dams", en Beijing, China (Chinese Society of Hydroelectric Engineering 1991) y el "International Symposia on Roller Compacted Concrete Dams" en Santander, España (IECA y CNEGP 1995).

Hoy en día se acepta que las presas de HCR se pueden encuadrar, aunque sea de una forma un tanto simplista, en uno u otro de los tres tipos generales que surgen a partir de las ideas originales de los años 70 (Hansen and Reinhardt, 1991):

*Presas de hormigón pobre.* El Army Corps of Engineers de los Estados Unidos construyó dos presas experimentales a base de HCR durante los años 70 (Jackson, Mississippi, 1972 y Lost Creek Dam, Oregón, 1973) y diseñó otra (Zindel Canyon Dam, Washington, 1974) a la que denominó la “presa de gravedad óptima”. Finalmente, construyó la Presa de Willow Creek, en Oregón, completada en 1982, de 52 m de altura, y que se suele considerar como la construcción más representativa de este tipo.

La idea básica en este tipo de presa es construir una presa de gravedad fundamentalmente de materiales sueltos, pero con una granulometría bien gradada para conseguir densidades más altas que en las presas de materiales sueltos, y estabilizada a base de un conglomerante bajo en contenido de cemento. El cuerpo de la Presa de Willow Creek se construyó con un conglomerante fabricado con 47 kg/m<sup>3</sup> de cemento más 19 kg/m<sup>3</sup> de cenizas volantes, sin juntas longitudinales ni transversales.

En las presas construidas con esta filosofía, el bajo contenido en pasta conlleva densidades del hormigón muy bajas y uniones poco seguras entre las diferentes tongadas por falta de fluencia de la pasta en la superficie de cada tongada. En estas presas, el espesor de tongada no suele superar los 30 cm, y se suelen obtener permeabilidades finales, medidas in situ, muy altas, del orden de 10<sup>-4</sup> m/s. Esto hace necesario disponer de una capa impermeabilizante en el paramento de aguas arriba que asegure la impermeabilidad del conjunto. Esta barrera impermeabilizante se suele construir de un hormigón con una dosificación más alta en cemento o, alternativa o complementariamente, con membranas de PVC.

*Presas de alto contenido en pasta.* Después de algunas pruebas realizadas en Estados Unidos con hormigones con bajo contenido en cemento y alto contenido de cenizas volantes, fueron los ingenieros británicos y, muy especialmente M. R. H. Dunstan, quienes realizaron intensas investigaciones relativas al comportamiento de este tipo de hormigones y su posible aplicación a la construcción de presas. Se construyeron algunas presas experimentales en Inglaterra, como la de Wimbleshall Dam en 1978, pero se suele considerar a la Presa de Upper Stillwater, 87 m (Utah, Estados Unidos, 1988), construida por el Bureau of Reclamation, como la construcción más representativa de este tipo.

La idea básica en este tipo de presa es construir una presa fundamentalmente de hormigón, con una densidad y una permeabilidad comparable a las presas convencionales de hormigón vibrado, pero utilizando unas mezclas que permitan simplificar notablemente las operaciones de ejecución y aumentar el ritmo de producción.

El cuerpo de la Presa de Upper Stillwater se construyó con un conglomerante fabricado con  $77 \text{ kg/m}^3$  de cemento más  $170 \text{ kg/m}^3$  de cenizas volantes. Con estas dosificaciones se pueden alcanzar densidades del 99 % de la densidad máxima de un hormigón sin huecos, lo que mejora la conexión entre tongadas al fluir parte de la pasta hacia la superficie superior de la tongada. En estas presas se obtienen permeabilidades próximas a las de los hormigones vibrados, del orden de  $10^{-12} \text{ m/s}$ .

*Presas de método japonés.* Simultáneamente a los esfuerzos que se realizaban en Estados Unidos e Inglaterra, los ingenieros japoneses trabajaban de forma independiente para desarrollar un método racionalizado de construcción de presas de hormigón que aumentase la velocidad de colocación y redujese los costes de producción. Debido a las características sísmicas, hidrológicas y topográficas de la mayoría de las ubicaciones de presas en Japón, los diseñadores de ese país desarrollaron conceptos más conservadores que sus colegas anglosajones. Las presas así concebidas fueron denominadas "presas de hormigón compactado". Se realizaron experimentos utilizando HCR en las cimentaciones de las presas de Shimajigawa y Okawa. Cuando en 1980 se completó la presa de Shimajigawa, de 89 m, ésta se convirtió en la primera presa del mundo construida principalmente con HCR.

La idea básica del método japonés es conseguir presas con la misma calidad y apariencia que las presas de hormigón colocado y vibrado por procedimientos convencionales. Para ello utilizan un núcleo interior de HCR, pero usan también hormigón vibrado, hormigón de relleno y hormigón armado fuera de este núcleo.

Los ingenieros japoneses utilizan mezclas muy ricas en cemento, hasta 120 a  $130 \text{ kg/m}^3$  y un 20 a 30 % de adición de cenizas volantes. También suelen emplear mayores espesores de tongada, de hasta 1 m. Esta mayor dosificación de conglomerante y mayores espesores conlleva unas elevaciones de temperatura debidas al calor de fraguado que obliga a la realización de juntas transversales de dilatación. Las operaciones de corte de las juntas, así como la utilización de otros tipos de hormigón colocado por medios convencionales impide que el método japonés consiga los ritmos de producción y los ahorros económicos que se consiguen en otros países.

Obviamente, los conceptos de *presas de hormigón pobre* y *presas de alto contenido en pasta* representan extremos de un espectro continuo. La primera proviene del extremo geotécnico, de la tecnología de suelos, en la que se considera al aglomerante hidráulico como un medio estabilizante del componente básico que son los áridos. La segunda proviene del extremo estructural, de la tecnología del hormigón, en la que se persigue conseguir un hormigón de unas determinadas características. El utilizar bajos contenidos de cemento y cenizas conlleva evidentes ahorros en los costes. Si se evita la adición de cenizas se simplifican y abaratan las operaciones de fabricación. Además, el muy bajo calor de fraguado de estas mezclas hace prácticamente innecesaria la existencia de juntas de contracción. Por otro lado, las mezclas más ricas en pasta proporcionan un producto final de más calidad, con mayor resistencia y estabilidad ante el deslizamiento, y prácticamente impermeables. Con los años, y con la experiencia ganada en la construcción de presas observaremos la aparición de nuevas filosofías híbridas, quizá más adecuadas a las condiciones concretas de los proyectos y los contextos en los que se desarrollen.

En cualquier caso, las características fundamentales de una presa de HCR, comunes a las tres filosofías antes mencionadas, son:

- (a) el cuerpo de la presa se construye extendiendo el hormigón sobre una gran superficie, formando grandes bloques;
- (b) las juntas transversales se cortan una vez finalizada la colocación del hormigón ;
- (c) no se construyen juntas longitudinales; y
- (d) generalmente no se utilizan serpentines para refrigeración.

Estas características permiten conseguir una gran velocidad de producción, reduciéndose así el tiempo de construcción. La consiguiente reducción de costes unitarios comporta importantes ahorros económicos. Por otro lado, para conseguir estos elevados ritmos de producción debe prestarse cuidadosa atención a aspectos de diseño tales como:

- (a) la distancia entre las juntas de retracción (típicamente esta distancia es al menos 30–45 m);
- (b) la eliminación o reducción al máximo de galerías, desagües y aliviaderos en el cuerpo de la presa; y
- (c) la limitación del uso de hormigones convencionales a los paramentos u otras zonas especiales.

La diferencia fundamental del HCR respecto al hormigón vibrado convencional (HVC) es su consistencia y su bajo contenido de cemento. Generalmente se utilizan aditivos como, por ejemplo, las cenizas volantes. En consecuencia, la velocidad del proceso de hidratación del HCR es menor, su densidad es mayor y su rigidez menor que la del HVC. Por un lado, debido a la baja cantidad de agua, se consigue un material con poca retracción; por otro, la baja cantidad de cemento lleva a una mezcla con bajo calor de hidratación, llegando éste a ser hasta 3 veces inferior al de un HVC.

Sin embargo, a pesar del bajo contenido de cemento, la alta velocidad de hormigonado hace que los incrementos de temperatura y los gradientes térmicos en el cuerpo de la presa también sean elevados. Este aumento de temperaturas se produce durante los primeros días posteriores al hormigonado, cuando la rigidez del material es aún pequeña y los efectos de fluencia son importantes. Esto genera un estado tensional de compresión moderada. Sin embargo, meses más tarde, cuando la rigidez del HCR ha aumentado considerablemente, el hormigón comienza a enfriarse. La baja conductividad del material, los efectos diferenciales debidos al proceso evolutivo de construcción y los fenómenos de convección con el ambiente pueden generar gradientes térmicos importantes. Esto, junto con aspectos geométricos y de restricción externa, puede provocar tensiones de tracción importantes y, por ende, inducir fisuración de origen térmico. Esta fisuración puede provocar un daño en la estructura incluso antes de que ésta entre en servicio y, en cualquier caso, puede perjudicar considerablemente la durabilidad y funcionalidad de la presa.

Claramente, la motivación original para el diseño y construcción de presas de HCR fue económica, y las primeras construcciones norteamericanas evitaron tanto las juntas longitudinales como las transversales para conseguir altos ritmos de producción. Sin embargo, el requisito básico de diseño en una presa es asegurar su integridad, impermeabilidad y durabilidad. Después de numerosos estudios, la existencia de un potencial riesgo de fisuración llevó a los diseñadores japoneses a la conclusión de que las juntas transversales no podían ser completamente eliminadas. Los diseñadores chinos involucrados en el análisis de la presa de Three Gorge sobre el río Yangtze (185 m) recomendaron tomar medidas para evitar los problemas de fisuración de origen térmico, por lo que propusieron pre-enfriar el hormigón antes de su colocación, aislar térmicamente las tongadas e incluso utilizar serpientes de refrigeración.

Afortunadamente, la construcción de presas con HCR resulta ventajosa, con respecto al control de la evolución de las tensiones térmicas, en los siguientes aspectos:

- (a) la colocación de tongadas delgadas (de poca altura) permite la disipación de calor por convección y radiación hacia el ambiente; y
- (b) el hormigonado a una velocidad constante y regular favorece la evolución de un campo de temperaturas suave, sin fuertes gradientes térmicos en el cuerpo de la presa.

Por todas estas razones es evidente la necesidad de estudiar detalladamente el programa de construcción de una presa de HCR. Además, es importante analizar la influencia de los principales factores que influyen en la evolución de las tensiones de origen térmico, tales como: la composición del cemento, la temperatura ambiente y de colocación, la velocidad de colocación, la fecha para el inicio de las obras, etc.

Para simular numéricamente la influencia de todos estos factores se necesita un modelo matemático capaz de proporcionar información sobre: la evolución del proceso de hidratación y el campo asociado de temperaturas; la evolución de la resistencia y rigidez del material y la evolución de las tensiones de tracción junto con el riesgo de fisuración durante y, especialmente, después del proceso de construcción. Fujisawa y Nagayama (1985) presentaron trabajos pioneros en este área, al igual que Widmann (1985), Ditchley y Schrader (1988), Giesecke y Marx (1988), Hirose et al. (1988) y Yonezawa et al. (1988). Más recientemente, se han publicado numerosas contribuciones teóricas y estudios de casos reales: Tatro y Schrader (1991), Yamazumi et al. (1995), Hinks y Copley (1995), Giobambattista (1995), Bofang Zhu y Ping Xu (1995), Ziming Zhang y Garga (1996), etc. Sin embargo, es necesario conocer mejor el comportamiento termoquímico-mecánico del hormigón en tempranas edades para establecer la validez de los resultados obtenidos en este tipo de análisis.

En este Capítulo se analiza la presa Urugua-í, construida en Argentina, considerando las condiciones reales de ejecución.

En la Sección 4.2 se describe la geometría de la presa, los materiales utilizados en su construcción, el programa de hormigonado y construcción, etc.

Seguidamente, en la Sección 4.3 se presenta el análisis térmico del proceso de construcción de la presa. También se presenta una comparación entre los resultados obtenidos utilizando un sencillo modelo 1D con los obtenidos a partir del modelo 2D. Se incluyen, además, algunos estudios paramétricos sobre la influencia de las variables más importantes en la evolución y distribución vertical de las temperaturas en el cuerpo de una presa de HCR, como son por ejemplo la velocidad de colocación, la temperatura de colocación y la fecha de comienzo de las obras.

Finalmente, en la Sección 4.4 se presenta el análisis mecánico del proceso de construcción de la presa. Se presentan también estudios alternativos sobre el ritmo de ejecución, realizados con el objetivo de estudiar la seguridad de la presa ante la fisuración. Se analiza el escenario resultante en el caso de tener que parar la construcción de la presa durante los meses de invierno, debido, por ejemplo, a condiciones climáticas inadecuadas o inundación de la zona de emplazamiento. Además, se estudia el caso en que, por razones de producción, se tenga que reducir a la mitad la velocidad de ejecución de las obras.

## 4.2 LA PRESA DE URUGUA-Í

El Complejo Hidroeléctrico Urugua-í se encuentra localizado en el Nordeste de Argentina, en la Provincia de Misiones. La presa, propiedad de Electricidad de Misiones S.A., se ha construido sobre el río Urugua-í, 8 kilómetros aguas arriba de su confluencia con el río Paraná, a 127 metros sobre el nivel del mar.

La zona del emplazamiento tiene un clima sub-tropical, cálido y sin estación seca. Los valores climáticos medios anuales son: temperatura 20 °C (oscilando entre los 11 °C en invierno y los 27 °C en verano), humedad relativa del 80 %, velocidad media del viento 4 km/h, precipitación anual 1.750 mm y evaporación anual 1.168 mm.

El proyecto de la presa de HCR se aprobó como alternativa al proyecto original, que consistía en una presa de escollera con recubrimiento de hormigón. El cambio se fundamentó en los importantes ahorros de tiempo y costes de construcción. Este proyecto representó un gran desafío, ya que ésta fue la primera experiencia de construcción de una presa de HCR en Argentina. Además, Urugua-í fue, en la época que se construyó, una de las presas más grandes de HCR en el mundo. Por otra parte, el proyecto incluyó algunos aspectos destacados tales como: el bajo contenido de cemento utilizado en la mezcla y la utilización de una membrana de PVC como barrera impermeabilizante del paramento de aguas arriba.

En Giovambattista (1995), Buchas y Buchas (1991) y Lorenzo y Cavilari (1991) puede encontrarse información sobre los criterios de diseño utilizados, los resultados del análisis térmico realizado, detalles sobre el proceso de construcción y el comportamiento durante y con posterioridad a la finalización de las tareas de construcción.

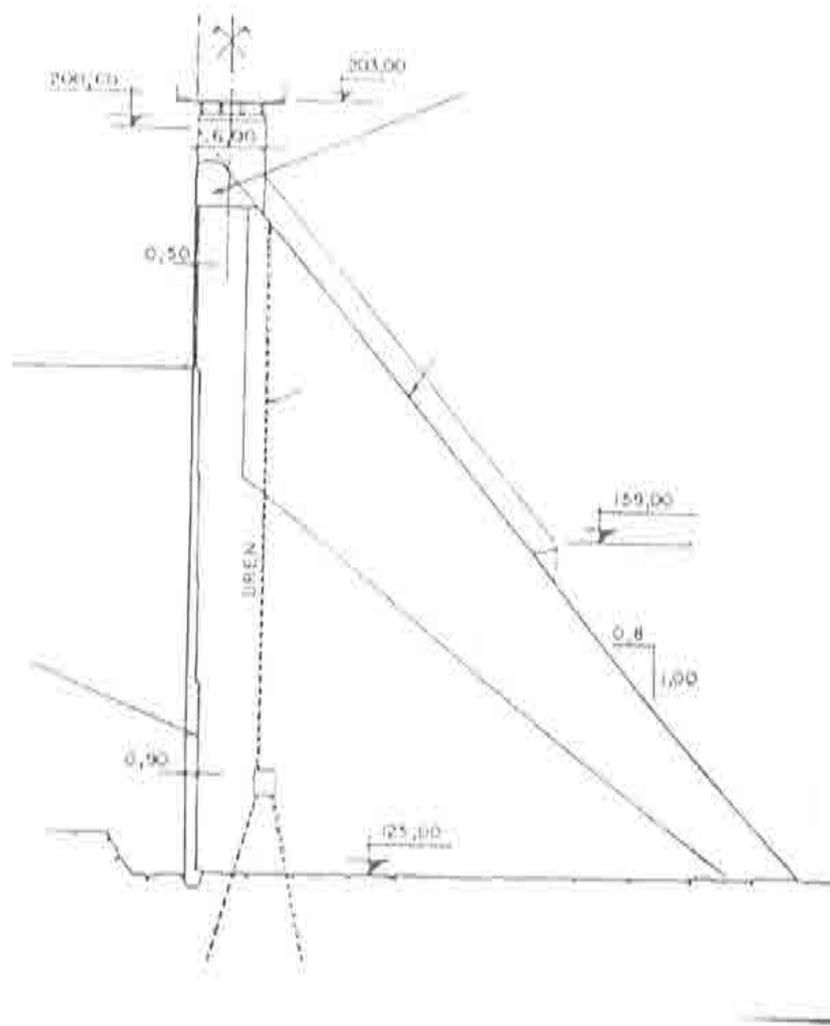


Figura 4.1: Sección transversal máxima de la Presa de Urugua-I.

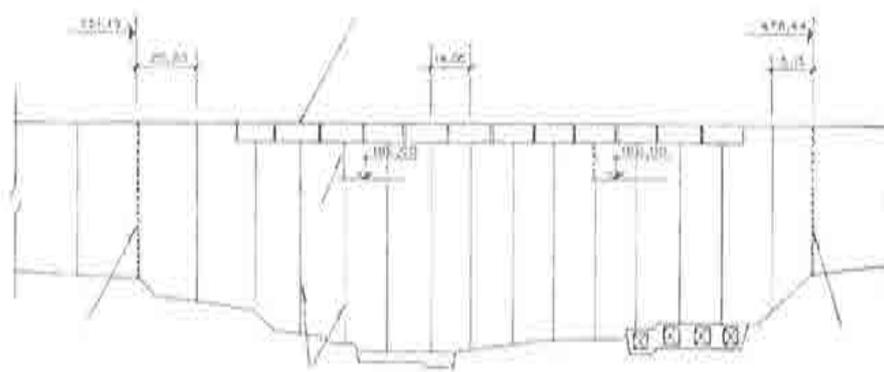


Figura 4.2: Vista longitudinal frontal de la Presa de Urugua-I.

### 4.2.1 Geometría

El cuerpo principal de la presa es una estructura de gravedad de HCR, de 76 m de altura y 676 m de largo. Sobre la parte central se ha construido un vertedero de 170 m de longitud, con un puente carretero sobre él. La máxima anchura en la base es de 57 m y el volumen total de hormigón es de 600.000 m<sup>3</sup>.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se presentan esquemas de la sección transversal y longitudinal, respectivamente. Nótese que la pendiente del paramento aguas abajo es de 1:0,8, valor bastante habitual en presas de HCR. La formación de juntas de contracción se induce con la inclusión de láminas plásticas en zonas precortadas. Estas juntas se localizan en concordancia con los cambios bruscos de la geometría de la cimentación. La distancia entre las dos juntas transversales principales es de 227,25 m. Desde la cota 182 hacia arriba se realizaron juntas precortadas cada 70-90 m aproximadamente.

La cimentación se construyó con hormigón vibrado convencional (HVC). El paramento de aguas arriba consiste en paneles de hormigón prefabricados anclados a la masa de la presa, una membrana de 2 mm de PVC y una capa de recubrimiento de 0,50-0,90 m de espesor de HVC. En este hormigón de recubrimiento se diseñaron juntas transversales de 1,20 m de profundidad, a una distancia de 14,24 m en la zona del vertedero y de 20,20 m en el resto de la presa.

### 4.2.2 Materiales

En la construcción de la presa se utilizaron cuatro tipos diferentes de hormigón:

- (a) la cimentación se construyó con HVC con un contenido de cemento de 180 kg/m<sup>3</sup> (H180);
- (b) el paramento de aguas arriba y la coronación del vertedero se construyeron con HVC con un contenido de cemento de 220 kg/m<sup>3</sup> (H220);
- (c) el cuerpo de la presa se realizó con HCR con un contenido de cemento de 60 kg/m<sup>3</sup> (RCC60); y
- (d) la interfaz entre la cimentación y la presa se hormigonó con un HCR con un contenido de cemento de 90 kg/m<sup>3</sup> (RCC90).

El uso de un hormigón con un contenido en cemento de sólo 60 kg/m<sup>3</sup> en el núcleo enmarca claramente a la presa de Uruguay como una *presa de RCC de hormigón pobre*.

Propiedades	H180	H220	RCC60	RCC90	Roca
$a/c$	0,50	0,50	1,60	1,00	—
$\rho$ [ $10^3 Kg/m^3$ ]	2,44	2,40	2,50	2,50	2,70
$C$ [ $10^6 J/m^3 ^\circ C$ ]	2,35	1,95	2,49	2,44	2,37
$k_T$ [ $10^3 J/m hs ^\circ C$ ]	6,81	6,81	6,99	6,11	7,74
$\alpha_T$ [ $10^{-6}$ ]	6,00	8,00	7,40	8,33	—
$Q_\xi$ [ $10^7 J/m^3$ ]	7,79	9,50	2,57	3,97	—
$f_\infty^-$ [MPa]	18,00	22,00	9,00	13,60	50,00
$f_\infty^+$ [MPa]	2,00	2,20	0,88	1,36	5,00
$E_\infty$ [GPa]	31,00	38,00	14,00	22,00	30,00

Tabla 4.1: Propiedades de los materiales utilizados en la presa de Urugua-í.

Tanto los HCR como los HVC se fabricaron con cemento Portland, similar al tipo II del ASTM, sin ningún tipo de aditivos. En la Tabla 4.1 se resumen las propiedades más relevantes de los cuatro tipos de hormigones utilizados.

En la Figura 4.3(a) se muestra la evolución de las temperaturas obtenidas utilizando el modelo termo-químico propuesto en el Capítulo 2 en ensayos realizados en condiciones adiabáticas. Se presentan los resultados para los cuatro tipos de hormigones utilizados en la construcción de la presa. Las líneas continuas representan las predicciones de los modelos numéricos, mientras los puntos representan los resultados experimentales.

En la Figura 4.3(b) se presenta la evolución de la resistencia a compresión calculada a partir del modelo termo-químico y de envejecimiento propuesto en ensayos isotérmicos para los cuatro tipos de hormigones utilizados.

La Figura 4.3(c) muestra curvas de evolución de la resistencia a compresión del RCC60 en ensayos isotérmicos realizados a tres temperaturas distintas de curado: 10 °C, 20 °C (valor de referencia) y 30 °C. Nótese que el efecto de la temperatura de curado es doble: (a) la reacción de hidratación se acelera con el incremento de la temperatura de curado; y (b) se observa una pérdida significativa de resistencia última para temperaturas altas de curado. El primer efecto es evidente en la iniciación del proceso de hidratación, en el que el período de activación se acorta a medida que se aumenta la temperatura. El segundo efecto hace, por ejemplo, que el hormigón curado a 30 °C tenga una resistencia última aproximadamente un 20 % inferior que el hormigón curado a 10 °C.

La Figura 4.3(d) muestra curvas de evolución relativa de la resistencia a compresión, la resistencia a tracción y el módulo elástico (normalizados):

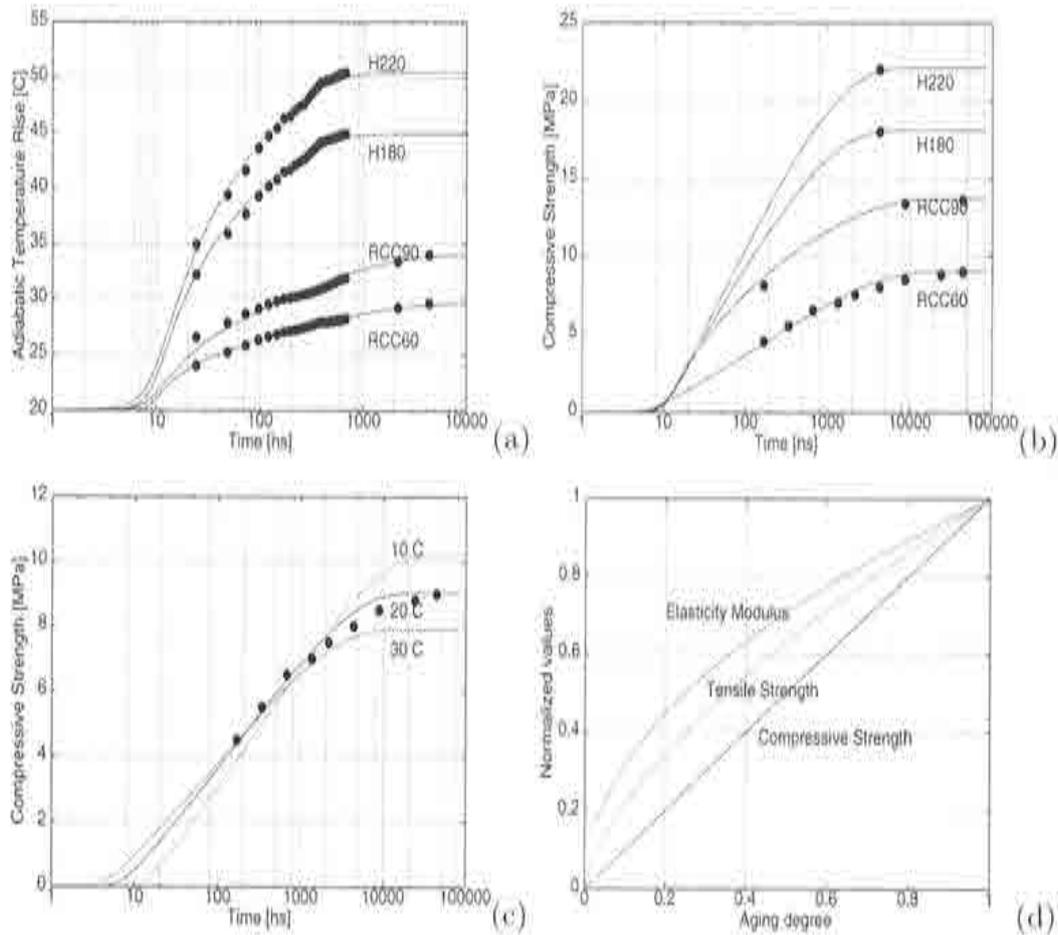


Figura 4.3: (a) Evolución de temperaturas; (b) Evolución de la resistencia; (c) Efecto de la temperatura de curado; (d) Envejecimiento mecánico relativo.

### 4.2.3 Ritmo de ejecución

La construcción de la presa comenzó en Enero de 1988, con el hormigonado de la cimentación y llave de corte. La cimentación se terminó en Marzo de ese mismo año. La colocación del HCR comenzó en Abril de 1988 y se terminó en Marzo de 1989. De esta manera, puede considerarse aproximadamente 1 año la duración del proceso de construcción del cuerpo de la presa. El llenado del embalse comenzó en Diciembre de 1989 y se llegó a la cota de vertedero en Julio de 1990.

La presa se construyó en tongadas de 40 cm de espesor. El intervalo de colocación entre capas fue de 48 hs aproximadamente hasta la cota 191. La velocidad de hormigonado puede estimarse como  $V = 20$  cm/día. La velocidad

relativa de construcción es, por tanto,  $V^* = V/H = 0.96$  1/año, donde  $H$  es la altura de la presa.

En la Tabla 4.2 se resumen algunos de los aspectos más importantes del proceso de construcción.

Altura	76 m
Longitud	676 m
Ancho de base	57 m
Volumen de hormigón	600,000 m <sup>3</sup>
Altura de tongada	40 cm
Velocidad de colocación	20 cm/día
Velocidad relativa de colocación	0.96 1/año
Fecha de iniciación	Abril 1988
Fecha de finalización	Marzo 1989

Tabla 4.2: Aspectos principales de la presa de Urugua-í.

## 4.3 ANÁLISIS TÉRMICO

En esta Sección se presentan los resultados del análisis numérico del comportamiento térmico de la presa de Urugua-í. Primeramente, se presentan los resultados obtenidos a partir de un análisis 2D del proceso real de construcción, que se toma como caso de referencia.

A continuación, se describen los resultados obtenidos a partir de un análisis 1D, en donde se utilizan simulaciones de flujo vertical para validar este tipo de estudios simplificados.

Finalmente, se presentan estudios paramétricos desarrollados con el objetivo de establecer la influencia de algunos de los factores más importantes en la evolución y distribución de temperaturas en el cuerpo de la presa. Se presenta el estudio de la influencia de la temperatura de colocación, la fecha de comienzo de construcción y la velocidad de colocación.

### 4.3.1 Modelo numérico

El modelo numérico utilizado para el análisis 2D consiste en una discretización por elementos finitos de la sección central de la presa. La malla representa el cuerpo de la presa, la cimentación y la roca de apoyo. La presa está formada

Propiedades	H180	H220	RCC60	RCC90
$w/c$	0,50	0,50	1,60	1,00
$\xi_{\infty}$	0,75	0,75	0,93	0,86
$k_{\xi}/\eta_{\xi 0} [10^8 \text{ t/hs}]$	0,25	0,20	0,35	0,35
$\bar{\eta}$	7,00	7,00	8,50	8,50
$A_{\xi 0}/k_{\xi} [10^{-1}]$	1,00	1,00	1,00	1,00
$E_a/R [10^{3 \cdot \alpha} K^{\alpha}]$	5,00	5,00	5,00	5,00
$Q_{\xi} [10^7 \text{ J/m}^3]$	7,79	9,50	2,57	3,97
$\xi_{set}$	0,20	0,20	0,20	0,20
$A_f$	1,51	1,51	1,16	0,45
$B_f$	0,19	0,19	0,00	0,92
$f_{\infty} [MPa]$	18,0	22,0	9,00	13,6
$T_f [^{\circ}C]$	100,0	100,0	100,0	100,0
$T_{ref} [^{\circ}C]$	20,0	20,0	20,0	20,0
$n_f$	0,00	0,50	1,00	1,00

Tabla 4.3: Propiedades utilizadas para el análisis térmico.

por 157 tongadas de HCR de 40 cm cada una. El recubrimiento del paramento de aguas arriba y el vertedero, ambos hornigonados con H220, también se incluyen en el modelo.

En la Tabla 4.3 se presentan las propiedades numéricas utilizadas para simular los fenómenos de hidratación y envejecimiento.

El modelo utilizado permite simular el proceso evolutivo de la construcción de la presa. Para ello, los elementos finitos de cada tongada se van activando progresivamente en el momento correspondiente a su respectiva colocación. Cada tongada se ha discretizado en 25 elementos a lo ancho y 2 a lo alto, resultando de esta manera un total de 7.850 elementos en la presa. La malla es más densa cerca de los paramentos, con el objeto de capturar los efectos térmicos superficiales. El número total de elementos en la malla es de 9.500.

El hormigonado de la cimentación y de la llave de corte comenzaron el 15 de Enero y terminaron el 16 de Marzo de 1988. La colocación del HCR de la presa comenzó el 4 de Abril, 23 días después de la finalización de la cimentación. La colocación de las tongadas de HCR se simula suponiendo una velocidad constante de 2 días. De esta manera, las capas o tongadas, se activan una por una cada 2 días. Durante la segunda mitad de Diciembre se produce una parada del proceso de construcción de 20 días, coincidiendo con las vacaciones de Navidad.

La temperatura inicial de cada uno de los elementos se fija automáticamente igual a su correspondiente temperatura de hormigonado. Para el análisis del caso de referencia se toma como temperatura de hormigonado de cada tongada a la temperatura ambiente correspondiente a la fecha de colocación + 5 °C. Este aumento en la temperatura de colocación se supone debido a las condiciones de almacenamiento y las operaciones de manipulación de los materiales durante el proceso de producción del hormigón. Se supone que la temperatura inicial de la cimentación varía linealmente desde la temperatura ambiente de la superficie (cota 125) hasta 10 °C en la base del modelo (cota 90).

Durante la construcción de la presa, las temperaturas en la superficies de las tongadas en contacto con el aire se fijan automáticamente iguales a la temperatura ambiente correspondiente a la fecha de colocación. Una vez finalizada la construcción de la presa, el análisis continúa durante 11 años, con el objetivo de seguir la evolución de las temperaturas durante el proceso de enfriamiento. Para esto, la temperatura del ambiente sigue el ciclo estacional medio del área de estudio. El embalse se llena en Julio de 1990, y desde ese momento se toma una variación lineal para el paramento aguas arriba, que va desde la temperatura ambiente en la tongada superior hasta la temperatura de la roca en el fondo del embalse.

### 4.3.2 Caso de referencia

El análisis numérico del proceso de construcción se realiza con un paso de tiempo de 12 hs. De esta manera, cada vez que se coloca (activa) una tongada transcurren 4 pasos de tiempo hasta que se coloca la siguiente. Durante este intervalo, la temperatura del hormigón colocado varía entre la temperatura ambiente de la superficie y la de la tongada que se encuentra por debajo. En este período de tiempo, se alcanza un significativo avance en el grado de hidratación y de envejecimiento del hormigón colocado. Para conseguir una correcta integración de las ecuaciones de evolución de los grados de hidratación y envejecimiento se utiliza, en cada paso de tiempo, una técnica de subincrementación que asegura la correcta descripción del proceso de fraguado en las primeras horas.

En la Figura 4.4 se presenta una comparación entre las temperaturas calculadas y medidas in situ de dos puntos que se encuentran en la cota 130 m, correspondientes a la primera tongada de RCC60 colocada durante el mes de Abril de 1988. Los puntos se encuentran a una distancia de 2,00 y 22,00 m

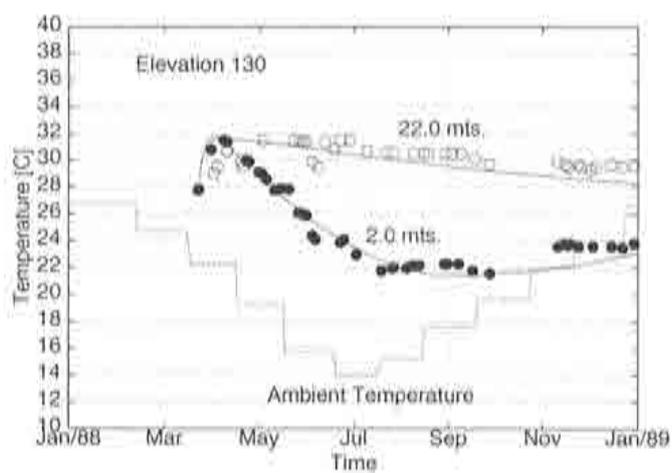


Figura 4.4: Evolución de temperaturas en la presa, cota 130 m.

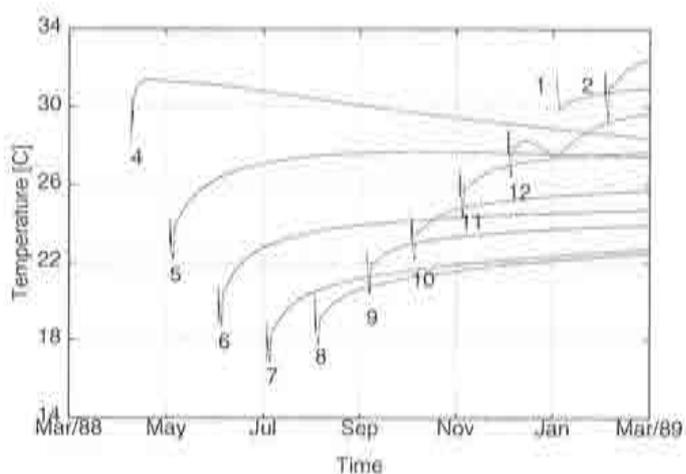


Figura 4.5: Evolución de temperaturas en diferentes cotas de la presa.

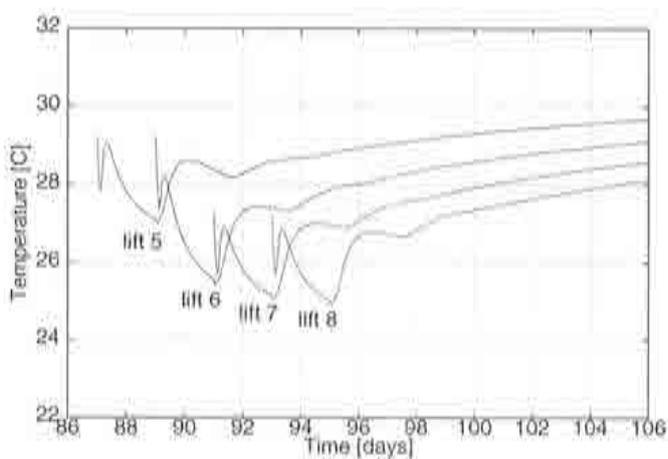


Figura 4.6: Evolución de la temperatura para cuatro tongadas consecutivas.

del paramento aguas arriba. Los puntos representan los valores de campo medidos y las líneas continuas los resultados numéricos. Además, se presenta la evolución de la temperatura ambiente considerada. El origen del tiempo corresponde al mes de Enero de 1988. En esta figura se puede observar una buena concordancia entre los valores medidos y los calculados. Nótese que las temperaturas cerca del paramento suben rápidamente, alcanzando un valor pico de 32 °C aproximadamente al día siguiente de su puesta en obra. Esto es debido a la proximidad del punto al paramento construido con H220, cuyo calor de hidratación es considerablemente mayor. Nótese además que la temperatura de este punto es sensible a la variación de la temperatura ambiente. Por otro lado, el punto interior se encuentra más aislado térmicamente, debido a la masa de hormigón que lo rodea. El flujo de calor en el sentido horizontal es prácticamente nulo. La disminución de temperaturas que ocurre se debe a la conducción de calor en la dirección vertical hacia la superficie superior y la roca de fundación.

En la Figura 4.5 se presenta la evolución de las temperaturas de puntos interiores correspondientes a tongadas colocadas en intervalos de 1 mes. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m, (5)-135 m, (6)-141 m, (7)-147 m, (8)-153 m, (9)-159 m, (10)-165 m, (11)-171 m, (12)-177 m, (1)-179 m y (2)-185 m. Las mayores temperaturas aparecen en las tongadas inferiores (Abril a Julio), debido al calor de hidratación que por conducción viene de la cimentación, y a las tongadas colocadas durante el verano (Diciembre a Febrero), entre las cotas 180 y 190. Nótese además que las temperaturas caen inicialmente, debido a la diferencia entre la temperatura de colocación y la temperatura ambiente (+ 5 °C). Inmediatamente después, la temperatura comienza a subir debido al calor liberado por la reacción de hidratación y el flujo de calor que viene de abajo. Se puede observar un primer pico debido a las pérdidas de calor por la superficie. Una vez colocada la tongada inmediata superior las temperaturas continúan creciendo. En la Figura 4.5 se observa también una caída en las temperaturas de las capas colocadas en Diciembre. Esto es debido a la interrupción por las vacaciones de Navidad. En la mayor parte del cuerpo de la presa las temperaturas continúan creciendo cuando se termina el proceso de construcción, y de manera más notoria en aquellas capas que fueron colocadas durante el invierno (Julio y Agosto). Esto se debe a que la conducción de calor vertical entre las capas continúa por un largo período de tiempo después del hormigonado. Las tongadas inferiores comienzan a enfriarse inmediatamente después de su colocación, ya que se pierde calor por conducción hacia la roca de fundación.

La Figura 4.6 muestra en detalle la evolución de las temperaturas de las tongadas 5, 6, 7 y 8 durante los primeros días después de su colocación (finales de Abril y principios de Mayo). Nótese cómo la temperatura cae inicialmente, debido a la diferencia entre la temperatura de colocación y la temperatura ambiente ( $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ). Inmediatamente después, la temperatura comienza a subir debido al calor liberado por la reacción de hidratación y el flujo de calor que viene de abajo. Se puede observar un primer pico debido a las pérdidas de calor por la superficie. Una vez colocada la tongada superior, la temperatura continúa creciendo. El ciclo se repite cada vez con una amplitud menor, ya que la distancia a la superficie exterior aumenta con la colocación de una nueva tongada. Cabe señalar que estas oscilaciones de temperatura se verían amplificadas si las tongadas fuesen más bajas y/o el intervalo de tiempo de colocación entre una y otra tongada fuese mayor. Ambos casos se corresponden con una velocidad de producción menor. Por el contrario, si las tongadas fuesen más altas o se acortasen los tiempos de colocación (velocidad de producción mayor) las oscilaciones térmicas de este tipo se reducirían. De todas maneras, la caída de temperatura debido al enfriamiento natural por la superficie no influye significativamente en la evolución general de las temperaturas de la presa. Se podría utilizar un sistema de enfriamiento forzado en la superficie, pero no resulta ser tan eficiente como el pre-enfriamiento del hormigón y, además, puede provocar fisuración superficial debido a los gradientes térmicos que se generan (Fujisawa y Nagayama 1985).

La Figura 4.7 muestra líneas de isotermoduras en el cuerpo de la presa durante el proceso de construcción (1 año). Los correspondientes meses-cotas son: (a) Junio/88-146 m, (b) Agosto/88-157 m, (c) Noviembre/88-175 m, (d) Febrero/89-187 m y (e) Junio/89-196 m. Como se menciona anteriormente, las temperaturas más elevadas corresponden a la fundación, a las tongadas colocadas inmediatamente encima de ella y a las tongadas ubicadas entre las cotas 180 y 190 colocadas durante el verano, cuando la temperatura ambiente (y de colocación) son mayores. Nótese también cómo las temperaturas varían de acuerdo a la oscilación estacional. Los gradientes térmicos debido a la diferencia entre la temperatura ambiente y las temperaturas interiores son evidentes, aunque se limitan a una distancia no mayor a 2 m de los paramentos.

La Figura 4.8 muestra la evolución de la temperatura a largo plazo para tres puntos interiores situados a las cotas: (a) 153 m, (b) 165 m and (c) 177 m, ya descritos en la Figura 4.5. Resulta claro que la temperatura en el interior de la presa decrece progresivamente, a medida que el calor generado durante el proceso de hidratación es disipado a través de los paramentos y la cimentación. La

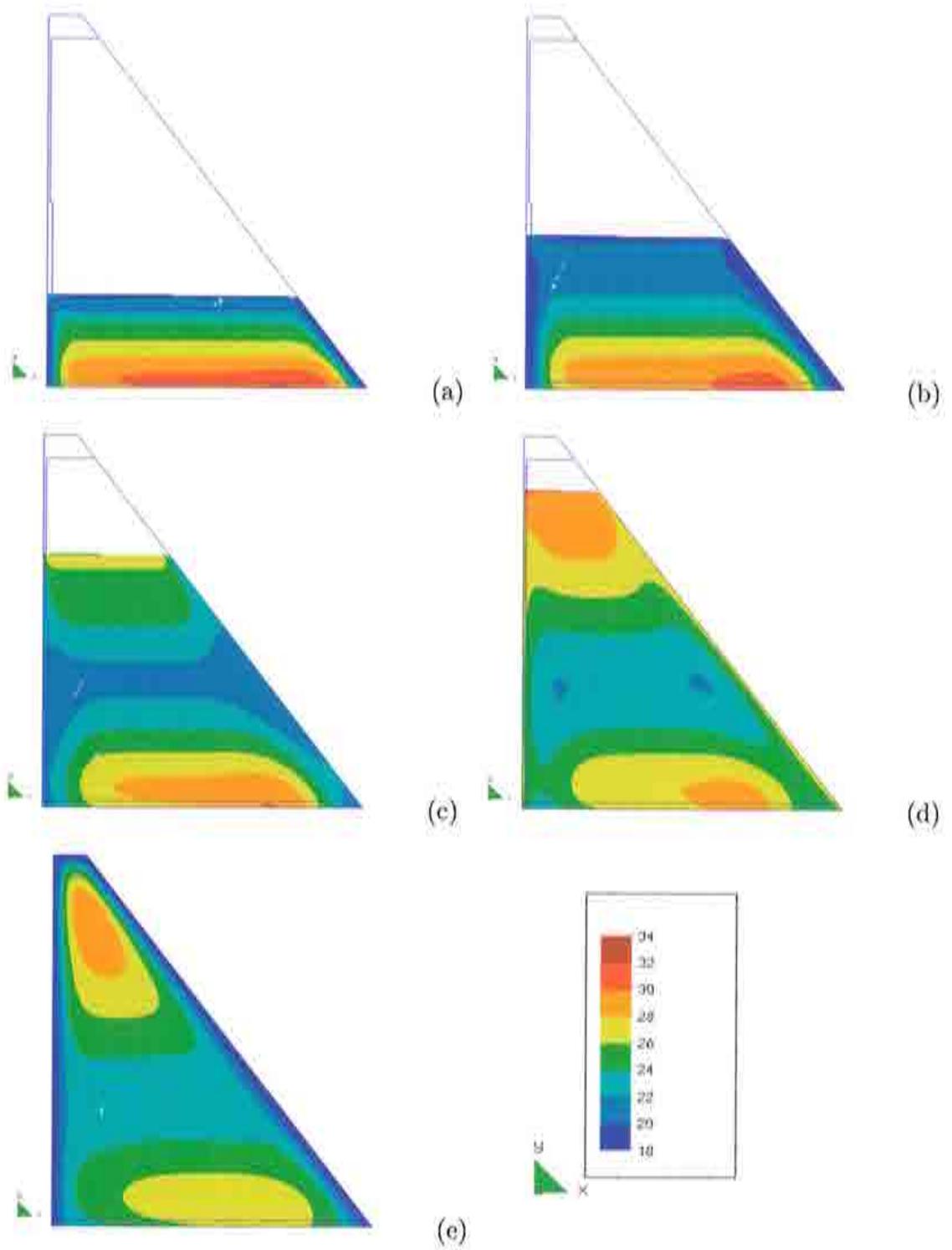


Figura 4.7: Evolución de las temperaturas a corto plazo.

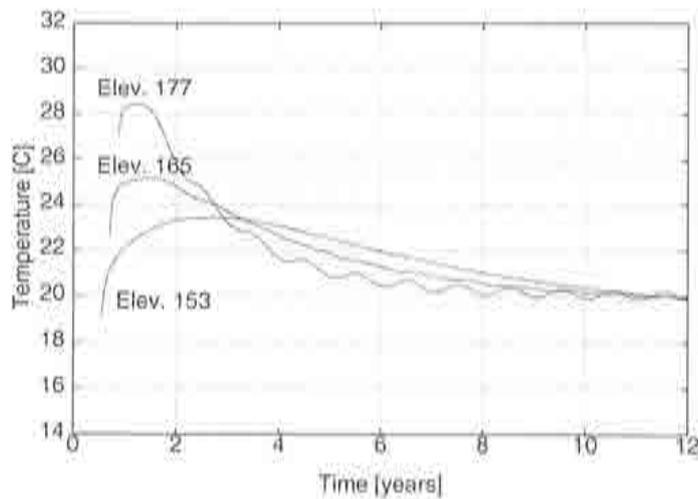


Figura 4.8: Evolución a largo plazo de temperaturas a tres cotas de la presa.

temperatura estable final en el interior de la presa será aproximadamente igual a la temperatura media anual (20 °C). La disminución de temperaturas es más rápida para las cotas superiores, debido tanto a que fueron colocadas en verano como al hecho de estar más expuestas a la temperatura ambiente. Esta caída de temperaturas puede generar fisuración térmica en el interior de la presa. De aquí se desprende la necesidad de colocar juntas de contracción por encima de la cota 182 cada 70-90 m. Nótese también que las oscilaciones debidas a la variación térmica estacional sólo se reflejan en los puntos de mayor cota, mientras que la temperatura en los puntos inferiores la presa se ve prácticamente inalterada.

En la Figura 4.9 se muestran líneas de isotermoduras en el cuerpo de la presa durante los 10 años posteriores a la finalización de la misma. Todas las instantáneas muestran distribuciones de temperatura correspondientes al invierno (mes de Junio). Las instantáneas corresponden a los siguientes años: (a) 1989, (b) 1990, (c) 1991, (d) 1994 y (e) 1999. Nótese cómo en general las temperaturas disminuyen progresivamente, a medida que el calor generado durante la hidratación se disipa al medio ambiente, y en menor medida hacia la roca de cimentación. El proceso de enfriamiento es más rápido en la parte superior de la presa, donde los paramentos se encuentran más próximos a todos los puntos. La zona caliente que se observa en la parte superior prácticamente ha desaparecido una vez transcurridos 2 años. La zona caliente inferior es aún visible a los 5 años, a pesar que las temperaturas han caído más de 5°C. Esta zona además se desplaza hacia zonas superiores, donde la presa se encuentra a menores temperaturas. Una vez transcurridos 10 años, el calor almacenado en la estructura desaparece prácticamente. En este momento la presa se encuentra

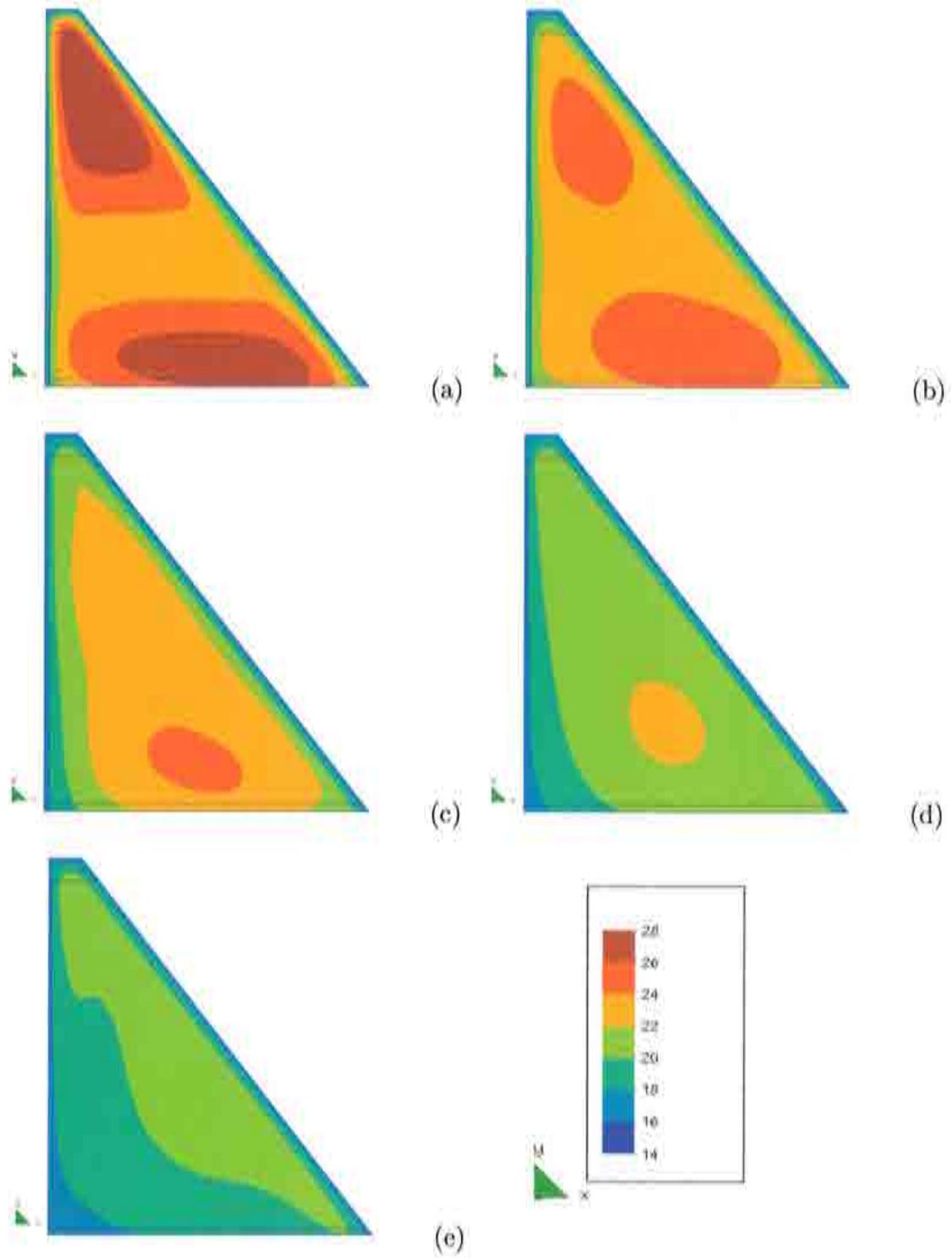


Figura 4.9: Evolución de las temperaturas a largo plazo.

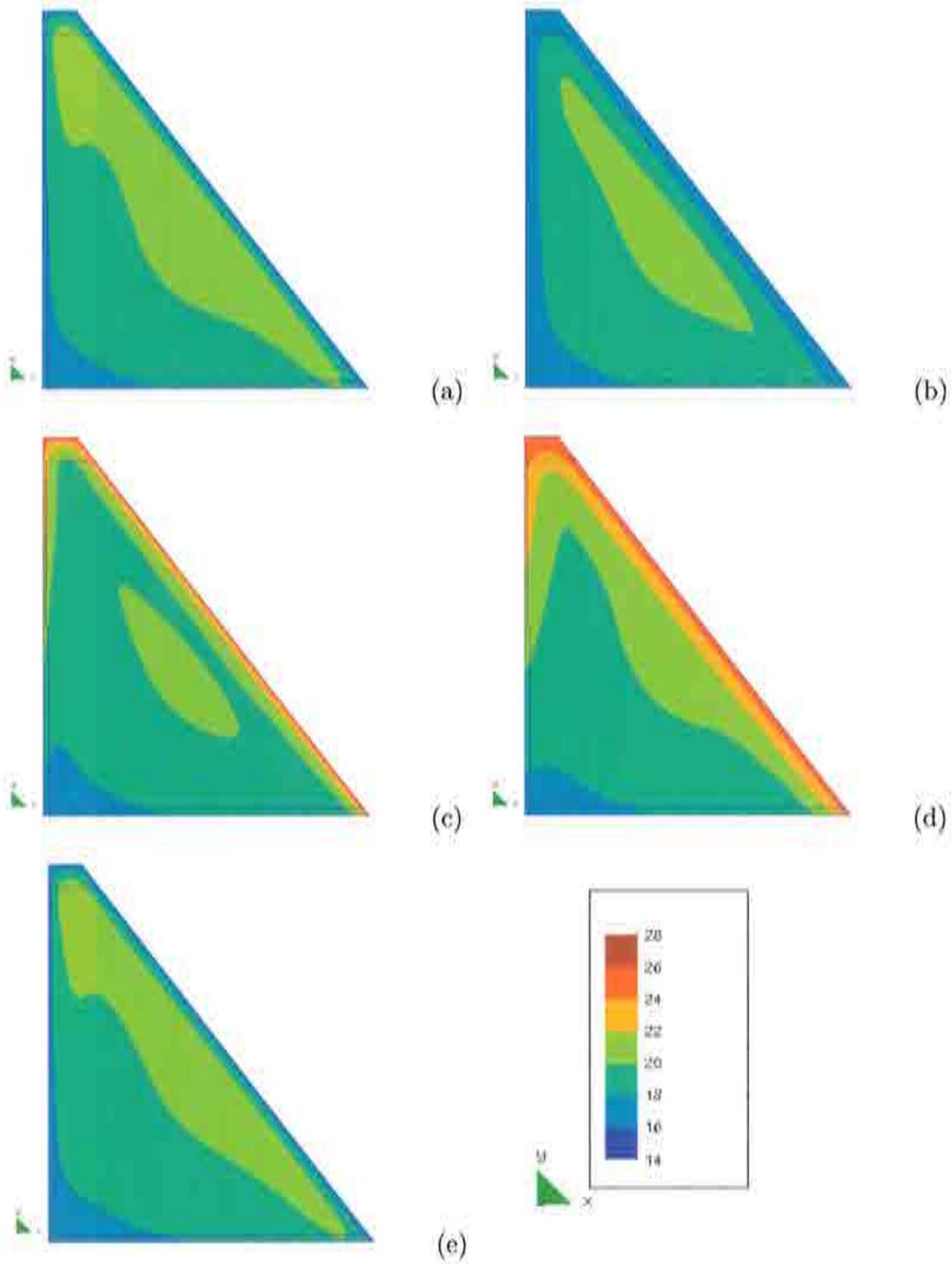


Figura 4.10: Variación térmica estacional.

en un régimen estable de temperaturas, sujeto únicamente a las variaciones térmicas estacionales.

En la Figura 4.10 se muestran líneas de isotermodas en el cuerpo de la presa del año 11 después de la construcción, una vez terminado el proceso de estabilización térmica. Las instantáneas correspondientes son: (a) Junio/2000, (b) Septiembre/2000, (c) Diciembre/2000, (d) Marzo/2001 y (e) Junio/2001. En los paramentos se puede observar claramente la variación térmica estacional. La distribución que se observa en Junio es típica del invierno, mientras que la de

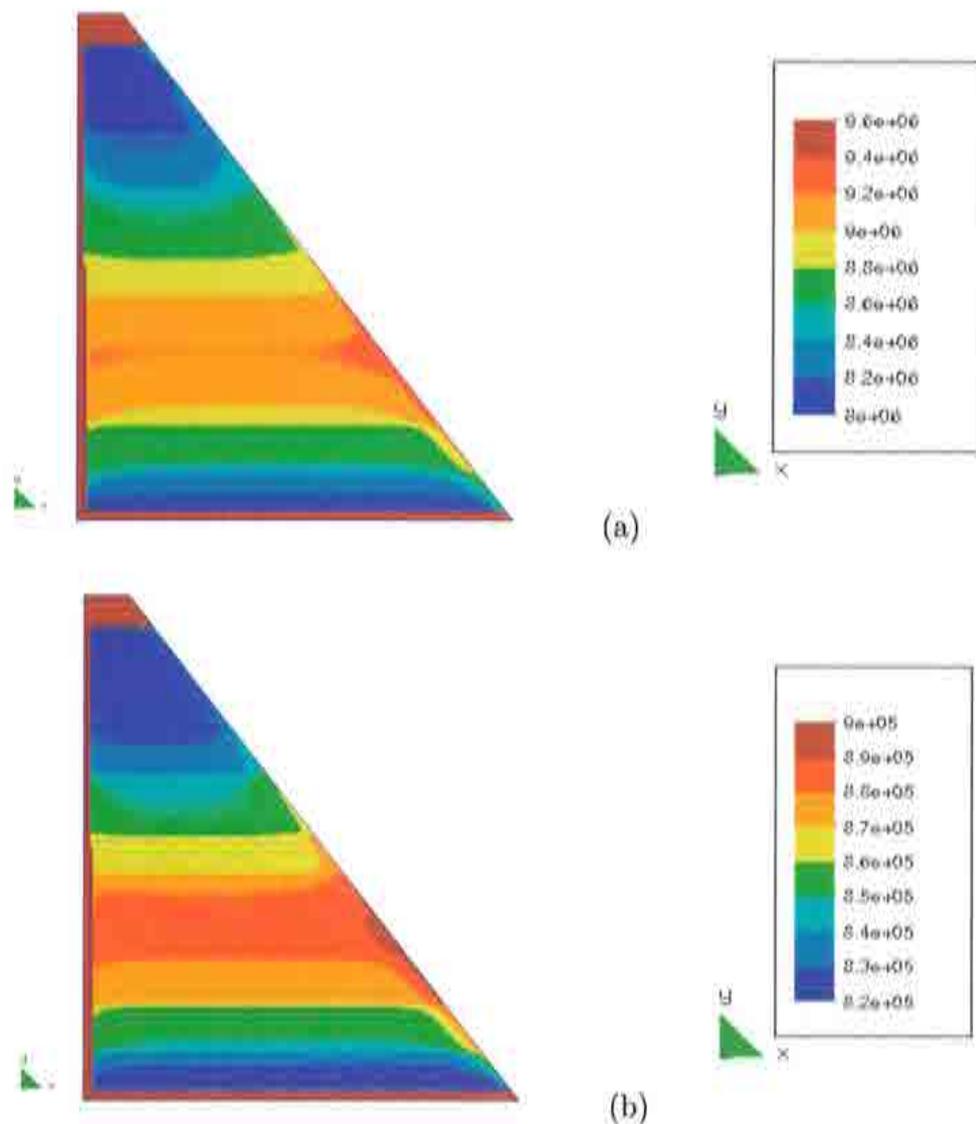


Figura 4.11: Distribución de : (a) Resistencia a compresión; (b) Resistencia a tracción, a la finalización de la construcción de la presa (1 año).

Diciembre, es típica del verano. En Septiembre (primavera) y Marzo (otoño), los efectos de las variaciones térmicas del agua del embalse son evidentes en la parte superior del paramento aguas arriba.

En la Figura 4.11 se presenta un gráfico con la distribución de la resistencia a tracción y a compresión después de 1 año. La distribución de la resistencia no es homogénea, debido a las diferentes condiciones de curado. Los mayores valores de resistencia se consiguen en el hormigón colocado durante la época de invierno. Por otra parte, los valores más bajos se consiguen en el hormigón colocado en verano, a mayores temperaturas, en la parte inferior y superior de la presa. La predicción de la distribución de la resistencia a tracción es de fundamental importancia para evaluar el riesgo a fisuración debido a deformaciones térmicas. La distribución de la resistencia a tracción y compresión no es idéntica, debido a que tampoco es idéntica su evolución respecto del grado de envejecimiento.

### 4.3.3 Análisis térmico unidimensional

Es práctica habitual en la literatura realizar el análisis térmico de presas de HCR utilizando modelos unidimensionales (1D), véase, por ejemplo, Yamazumi et al. (1995). Este tipo de análisis se justifica por el hecho de que gran parte del hormigón en el cuerpo de la presa se encuentra a distancias importantes de los paramentos, de tal manera que la influencia de las condiciones atmosféricas en la evolución de las temperaturas es relativamente pequeña. Es por esto que un análisis 1D de flujo vertical, en donde no se tiene en cuenta el flujo horizontal, puede ser representativo de las condiciones reales en el interior de la presa.

Para validar este tipo de análisis, se ha modelado la presa de Uruguay mediante un modelo vertical 1D, siguiendo exactamente las mismas directrices utilizadas para el análisis 2D. En consecuencia, la distribución vertical y tamaño de los elementos son idénticos a los descritos en la Subsección 4.3.1. De la misma manera, se utilizan las propiedades de los materiales, temperaturas iniciales y de colocación, y el ritmo de activación (colocación) de tongadas descritas en la Subsección 4.3.1.

En la Figura 4.12 se muestra la comparación de la evolución de las temperaturas obtenidas a partir de los modelos 1D y 2D. Se estudian las temperaturas de las cotas-meses: (a) 140 m - Mayo y (b) 165 m - Septiembre. Los puntos cuyas temperaturas se representan, para el caso del modelo 2D, se encuentran en el centro de la presa, esto es, equidistantes de los paramentos de aguas arriba

y aguas abajo. Las líneas continuas representan los resultados del modelo 1D, mientras que las líneas de trazos representan a la solución del modelo 2D.

El análisis de la Figura 4.12 demuestra que los resultados obtenidos mediante ambos modelos, se superponen prácticamente durante el primer año de análisis. Esto corresponde al tiempo en el que se completa la construcción de la presa. Una vez transcurrido este período, resulta evidente que el modelo 1D subestima el descenso en las temperaturas, ya que en este tipo de análisis no se tiene en cuenta la disipación de calor debido al flujo horizontal hacia los paramentos, principal mecanismo de disipación una vez completada la construcción.

De esta manera, puede concluirse que un análisis 1D puede predecir correctamente la evolución y distribución de temperaturas dentro de la presa durante el período de construcción. Esta herramienta resulta de gran utilidad para realizar estudios previos simplificados, dado su bajo coste computacional. Obviamente, este tipo de análisis no puede brindar información sobre los gradientes térmicos que se desarrollan cerca de los paramentos, ni tampoco sobre la evolución de las temperaturas a largo plazo.

#### 4.3.4 Estudios paramétricos

A pesar de su simplicidad, los modelos térmicos unidimensionales resultan útiles para realizar estudios paramétricos sobre la influencia de los factores fundamentales que afectan a la distribución y evolución de temperaturas en presas de HCR durante su construcción. En esta Subsección, se presentan algunos ejemplos de simulaciones de este tipo realizadas para la presa de Urugua-í.

##### Influencia de la temperatura de colocación

Con el objetivo de estudiar la influencia de la diferencia de temperatura de colocación del hormigón,  $T_0$ , respecto a la temperatura ambiente,  $T_{amb}$ , se analizan 3 casos:

- (a)  $T_0 = T_{amb} + 5 \text{ } ^\circ \text{C}$  (sin pre-enfriamiento, caso de referencia),
- (b)  $T_0 = T_{amb}$  (ligero pre-enfriamiento) y
- (b)  $T_0 = T_{amb} - 5 \text{ } ^\circ \text{C}$  (pre-enfriamiento intenso).

En la Figura 4.13 se muestra una comparación entre los resultados obtenidos para los 3 casos descritos en el momento de finalización de la construcción de

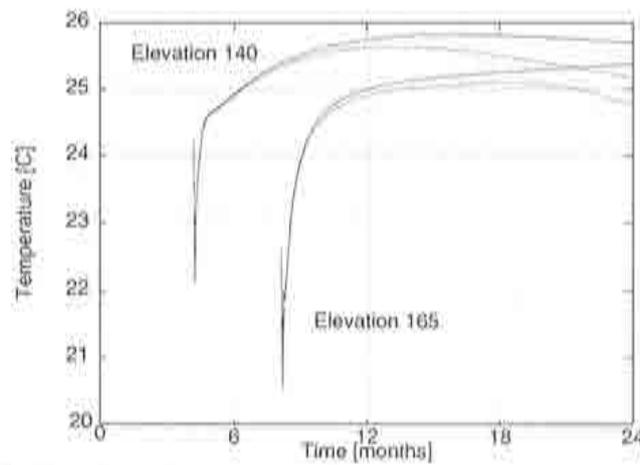


Figura 4.12: Evolución a largo plazo de la temperatura para diferentes elevaciones utilizando modelos 1D (línea continua) y 2D (línea a trazos).

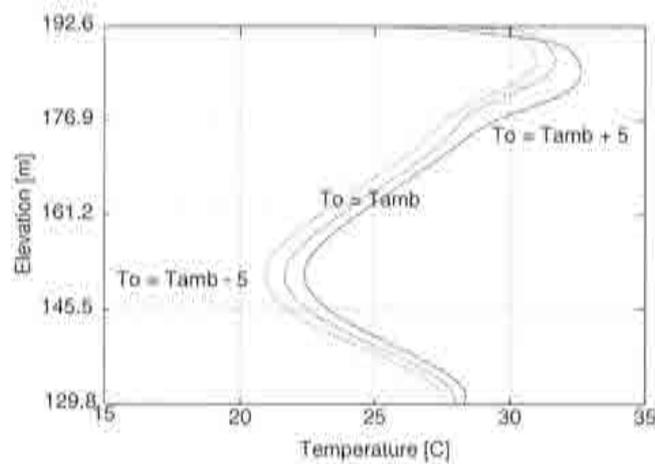


Figura 4.13: Influencia de la temperatura de colocación.

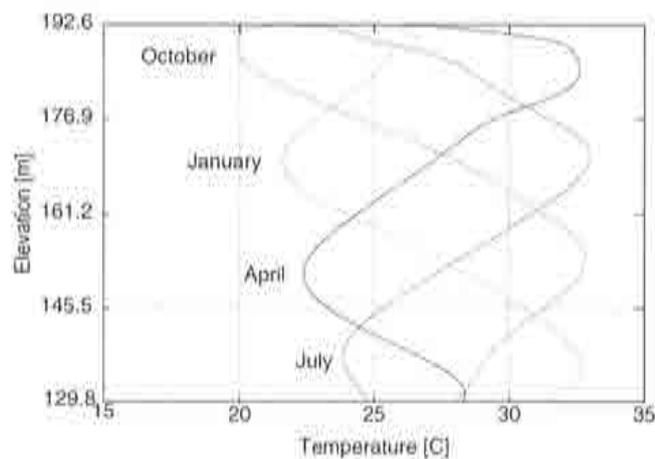


Figura 4.14: Influencia de la fecha de comienzo de hormigonado.

la presa. Puede observarse que, a pesar que el pre-enfriamiento del hormigón antes de su colocación obviamente induce temperaturas menores, la eficiencia del procedimiento es limitada y puede evaluarse en alrededor del 20 % para el caso estudiado.

La explicación para esto puede encontrarse en la Figura 4.6, donde se pone de manifiesto que, para la altura de tongada utilizada en la presa de Uruguay, el flujo de calor en la superficie expuesta de la tongada recién colocada es suficiente como para reducir rápidamente la diferencia de entre la temperatura de colocación y la ambiente.

El pre-enfriamiento es obviamente más efectivo en casos en los que: (a) las tongadas son más de mayor espesor (debido a la baja conductividad del hormigón) ó (b) se utiliza una velocidad de construcción mayor, con lo que se reduce el tiempo en que una tongada recién colocada está expuesta a la temperatura ambiente.

### **Influencia de la fecha de comienzo de hormigonado**

Con el objetivo de analizar la influencia de la fecha de comienzo de hormigonado se estudian y comparan los siguientes cuatro casos:

- (a) comienzo de tareas en Abril (otoño austral, caso de referencia),
- (b) comienzo de construcción en Julio (invierno austral),
- (c) comienzo en Octubre (primavera austral), y
- (d) comienzo en Enero (verano austral).

En la Figura 4.14 se presenta una comparación de la distribución vertical de temperaturas en la presa para los cuatro casos analizados. Para el caso (a), comenzando la construcción en Abril, las temperaturas más elevadas se alcanzan en los puntos cercanos a la cimentación y en la parte superior, cerca de la coronación del vertedero. Este último problema puede ser solucionado mediante la incorporación de juntas transversales en la parte superior de la presa. Para los casos (b) y (c), comenzando las tareas de hormigonado en Julio y Octubre, respectivamente, las mayores temperaturas se alcanzan en la mitad de la altura de la presa. En consecuencia, para solucionar los inconvenientes que ello produce se deberían realizar juntas transversales hasta una profundidad considerablemente mayor. El caso (d), comenzando las tareas en verano, es posiblemente el peor de todos, ya que las máximas temperaturas se alcanzan

justo por encima de la cimentación, por lo que las juntas transversales deberían realizarse a través de la totalidad de la sección.

Es interesante observar cómo las temperaturas máximas alcanzadas para todos los casos son muy similares. Esto se debe a que la evolución de las temperaturas depende, básicamente, de la temperatura de colocación y de la temperatura ambiente y del calor generado durante el proceso de hidratación. Sin embargo, las temperaturas mínimas en el momento de finalización de la construcción varían considerablemente para cada caso, ya que la conducción de calor dentro del cuerpo de la presa tiende a producir un aumento de temperaturas de aquellas tongadas colocadas a temperaturas menores.

### Influencia de la velocidad de colocación

Con el objetivo de investigar la influencia de la velocidad relativa de colocación,  $\bar{V} = V/H$  donde  $H$  es la altura de la presa, en la evolución y distribución de temperaturas se analizan los siguientes tres casos:

- (a)  $\bar{V} = 1.0$  1/año (caso de referencia),
- (a)  $\bar{V} = 2.0$  1/año (doble de velocidad) y,
- (a)  $\bar{V} = 0.5$  1/año (mitad de velocidad).

En la Figura 4.15 se comparan los resultados obtenidos para los tres casos estudiados. En las Figuras 4.15(a) y (b) se muestra la distribución vertical de temperaturas para el caso de referencia, al final del proceso de construcción. La banda negra en la Figura 4.15(a) representa el rango entre la temperatura ambiente y la de colocación y, por tanto, proporciona gráficamente una idea de las condiciones térmicas iniciales. La línea continua de la misma figura muestra la distribución de temperaturas al final de la construcción. El aumento de temperaturas se debe al calor liberado durante la reacción de hidratación. Esta distribución se compara, en la Figura 4.15(b), con la distribución de temperaturas obtenida un año después de la finalización (línea de trazos). Nótese cómo la conducción de calor ha disminuido considerablemente los gradientes térmicos en el cuerpo de la presa, enfriando las zonas calientes y calentando las zonas más frías. Puede observarse también que las variaciones térmicas a lo largo del año se reflejan en la distribución de temperaturas de ambas figuras.

En las Figuras 4.15(c) y (d) se presentan los resultados del segundo caso estudiado, donde la velocidad de colocación se aumenta al doble y la presa se completa en medio año. En este caso la presa comienza a construirse en

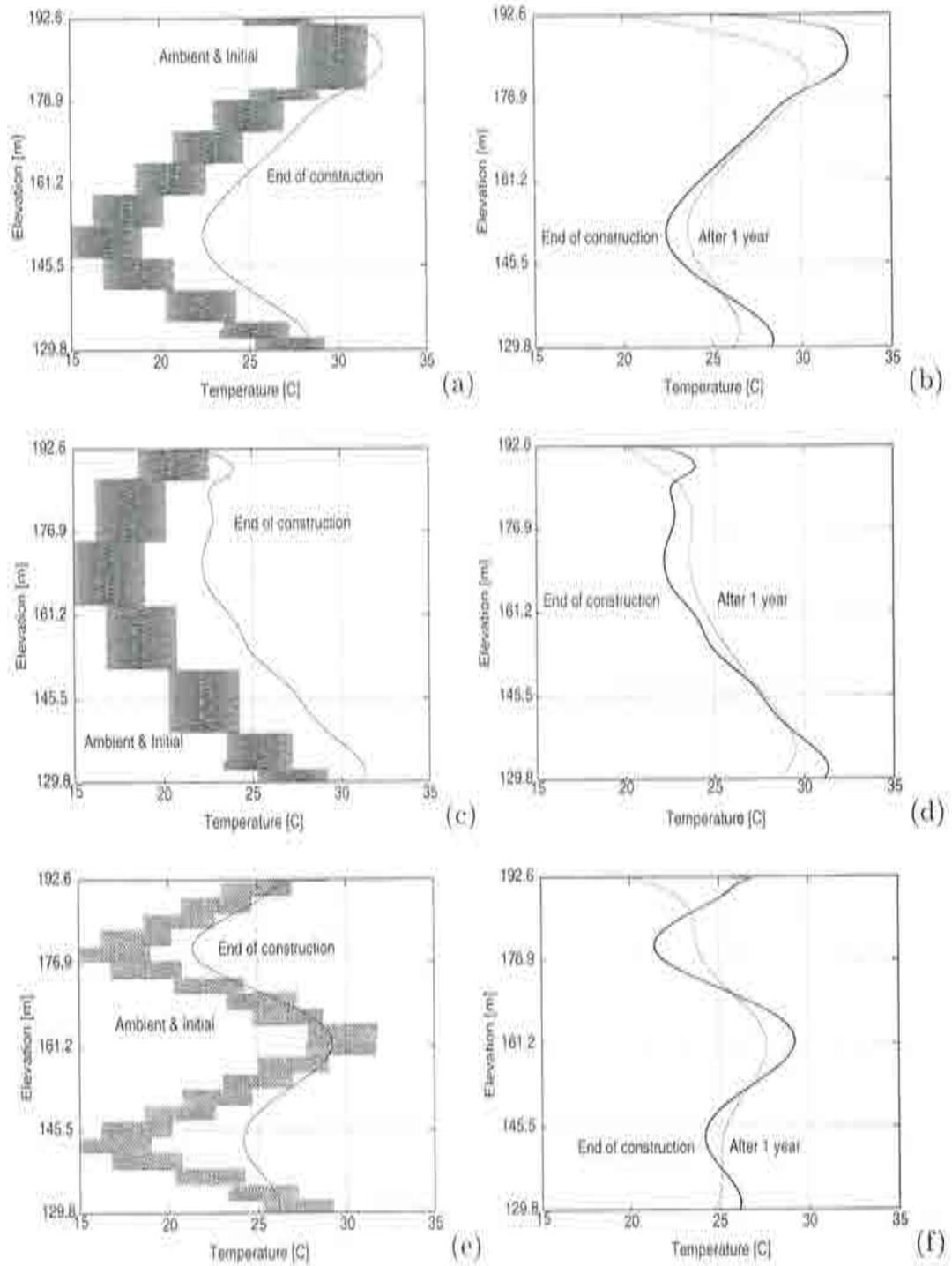


Figura 4.15: Influencia de la velocidad de colocación.

otoño y se finaliza en primavera, con lo que se evita la temporada de calor. Nótese, primeramente, que la diferencia entre la temperatura de colocación y final es mayor que en el caso anterior. A medida que se aumenta la velocidad de construcción, las pérdidas de calor de hidratación por la superficie de las tongadas es menor y, por ende, el aumento de temperaturas es más cercano al medido en un ensayo en condiciones adiabáticas. Además, la temperatura en la parte inferior es superior al caso de referencia, ya que la conducción de calor hacia la roca de cimentación comienza a notarse una vez transcurridos 6 meses aproximadamente. Cabe observar que, después de 1 año, la temperatura en la parte media de la presa continúa subiendo rápidamente. Esto implica que, al momento de finalización de la construcción, los procesos de hidratación y envejecimiento no han finalizado.

Las Figuras 4.15(e) y (f) muestran los resultados obtenidos para el tercer caso, donde la velocidad de colocación se ha reducido a la mitad y la presa, por ende, se completa en 2 años. Nótese que la variación completa anual de temperaturas se refleja en ambas figuras. La conducción de calor juega un papel fundamental en este caso y se pone en evidencia al analizar la distribución de temperaturas al final de la construcción y, más aún, en la distribución después de 1 año, donde los picos en la curva han disminuido notoriamente.

## 4.4 ANÁLISIS MECÁNICO

El requisito estructural básico de diseño en una presa es asegurar la integridad, impermeabilidad y durabilidad de la estructura. En consecuencia, cualquier tecnología pensada para la construcción de presas debe contemplar y adoptar medidas para evitar o disminuir el riesgo de fisuración y, especialmente, para evitar la fisuración de origen térmico. Este es también el caso de presas de hormigón compactado con rodillo (HCR), donde las juntas longitudinales deben reducirse al mínimo o eliminarse con el objetivo de aumentar al máximo el ritmo de producción y ejecución, disminuyendo así los costes de construcción. Es por esto que las especificaciones tecnológicas de las presas, estructuras de hormigón masivas, difieren de aquellas con elementos de pequeño espesor en un punto específico: el calor generado durante la hidratación y las tensiones térmicas resultantes son un aspecto crucial, más importantes incluso que el hecho de conseguir una elevada resistencia final del hormigón.

Uno de los aspectos más característicos del HCR es su bajo contenido de cemento, que hace que su calor de hidratación sea notablemente pequeño,

comparado con los hormigones convencionales. No obstante, la alta velocidad de hormigonado hace que los incrementos de temperatura y los gradientes térmicos que se producen en el cuerpo de la presa durante su construcción sean elevados. Con el paso del tiempo, el hormigón comienza a enfriarse. Las temperaturas en el cuerpo de la presa caen desde los valores máximos, alcanzados prácticamente en el momento de finalización de la presa, hasta los correspondientes a una situación estable, consistente en oscilaciones térmicas estacionales alrededor de la temperatura media anual. Estos descensos de temperatura vienen acompañados inevitablemente de una disminución del volumen. Si estos cambios volumétricos se ven restringidos por el hormigón circundante o por la roca de cimentación, pueden generarse y desarrollarse tensiones térmicas, que aumentan el riesgo de fisuración. Es por esto que la causa de las tensiones térmicas y, por ende, de la fisuración que ésta puede ocasionar, no es la variación térmica en sí misma, sino la restricción a la contracción libre.

Las principales causas de restricción a la deformación volumétrica son:

- (a) la distribución no uniforme de temperaturas, debido al proceso evolutivo de construcción;
- (b) los gradientes térmicos generados cerca de los paramentos, debido a la convección con el medio ambiente;
- (c) restricciones geométricas y térmicas externas, como la de la roca de cimentación, y
- (d) aspectos geométricos del diseño tales como la distancia entre juntas transversales.

Es por esto que el estudio del riesgo de fisuración, debido a la evolución de las temperaturas, debe distinguir entre dos aspectos fundamentales:

- (a) la fisuración en el interior del cuerpo de la presa, debida al proceso de enfriamiento desde una distribución no uniforme de temperaturas hasta alcanzar la temperatura media anual. La finalización de este proceso puede llegar a durar varios años después de terminada la construcción de la presa.
- (b) la fisuración en los paramentos, como consecuencia de los gradientes térmicos superficiales. Estos gradientes se incrementan, por ejemplo, cuando se produce un enfriamiento brusco en la temperatura del medio ambiente. Este fenómeno puede resultar crítico durante las primeras semanas después de la colocación del hormigón.

La fisuración interna del cuerpo de la presa, debida al enfriamiento a largo plazo, debe ser cuidadosamente estudiada durante el proceso de diseño y construcción de la presa. En presas de HCR, es especialmente importante el estudio cualitativo y cuantitativo de la influencia de los principales factores tales como: la composición de la mezcla, la temperatura ambiente, la temperatura de colocación, la velocidad de colocación (altura de tongada e intervalo de colocación) y la fecha de comienzo de construcción, etc.

Por otra parte, la fisuración superficial es difícil de evitar si no se utilizan encofrados que aislen térmicamente al hormigón. Este tipo de fisuras son, generalmente, sólo de unos pocos milímetros de profundidad. Sin embargo, pueden influir en la impermeabilidad y durabilidad del hormigón superficial. Es, por tanto, aconsejable tomar medidas para evitar la penetración del agua, como por ejemplo la inclusión de membranas de PVC. De llegar a producirse, este tipo de fisuras puede desarrollarse y progresar hacia el interior del cuerpo de la presa, debido por ejemplo al enfriamiento a largo plazo, pudiendo llegar a afectar la estabilidad de la presa.

En esta Sección se presenta el análisis mecánico de la simulación del proceso de construcción de la presa de Urugua-í. Se estudia primero el caso de referencia con las condiciones reales de construcción de la presa. Se realiza el análisis tensional durante el proceso de ejecución y se extiende éste a los primeros 11 años de vida de la estructura. Se presentan resultados relacionados con la seguridad ante el riesgo de fisuración tanto a corto como a largo plazo.

Seguidamente, se estudian casos alternativos del programa de ejecución, realizados para estudiar la seguridad de la presa en función de diferentes eventualidades en la construcción. Se analiza el escenario resultante de tener que detener la construcción de la presa durante los meses de invierno, debido, por ejemplo, a condiciones climáticas adversas o inundación de la zona de emplazamiento. Se estudia también la reducción a la mitad de la velocidad de ejecución de las obras.

#### 4.4.1 Modelo numérico

El modelo numérico utilizado para el análisis tensional es idéntico al utilizado en la Subsección 4.3.1 para el estudio térmico de la presa.

Las propiedades de los materiales utilizados para la simulación de los procesos de hidratación y envejecimiento se presentaron en la Tabla 4.3 de la Subsección 4.3.1. La Tabla 4.4 resume las propiedades mecánicas adicionales,

Propiedades	H180	H220	RCC60	RCC90
$w/c$	0,50	0,50	1,60	1,00
$N$	2	2	2	2
$E^1 : E^2$	3:1	3:1	3:1	3:1
$\tau^1 [hs]$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
$\tau^2 [hs]$	15,00	15,00	75,00	75,00
$\tau_{\mu 0} [hs]$	600,0	700,0	1.000,0	1.000,0
$c_{\mu 0} [x10^{-3}1/hs]$	5,00	6,00	2,00	2,00
$r_v^+$	1,00	1,00	1,00	1,00
$r_\mu^+$	1,00	1,00	1,00	1,00
$G_{j \rightarrow \infty}^+ [N/m]$	300,0	300,0	300,0	300,0

Tabla 4.4: Propiedades utilizadas para el análisis mecánico.

relacionadas con los modelos de fluencia y daño utilizados, que se necesitan para realizar el análisis tensional de la presa.

#### 4.4.2 Caso de referencia

Se toma como caso de referencia el que corresponde al programa real de construcción de la presa. La construcción de la presa comenzó en Enero de 1988, con el hormigonado de la cimentación y llave de corte. La cimentación se terminó en Marzo de ese mismo año. La colocación del HCR comenzó en Abril de 1988 y se terminó en Marzo de 1989. De esta manera, puede considerarse aproximadamente 1 año la duración del proceso de construcción del cuerpo de la presa. El llenado del embalse comenzó en Diciembre de 1989 y se llegó a la cota de vertedero en Julio de 1990.

La presa se construyó en tongadas de 40 cm de espesor. El intervalo de colocación entre capas fue de 48 hs aproximadamente hasta la cota 191. La velocidad de hormigonado puede estimarse como  $V = 20$  cm/día. La velocidad relativa de construcción es, por tanto,  $\dot{V}^* = V/H = 0.96$  1/año, donde  $H$  es la altura de la presa.

En la Figura 4.16 se muestra la evolución a corto plazo de las tensiones longitudinales en puntos centrales de tongadas colocadas cada 2 meses. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m, (6)-141 m, (8)-153 m, (10)-165 m y (12)-177 m. Al considerarse que la temperatura inicial de la mezcla es superior a la temperatura ambiente (+ 5 °C), la tongada comienza a enfriarse inmediatamente después de ser colocada y, por ende, se tracciona

debido a la restricción impuesta por la tongada subyacente. Sin embargo, las tensiones se vuelven de compresión rápidamente a medida que el hormigón se calienta por la reacción de hidratación y al calor que llega de las tongadas inferiores. Este proceso de compresión dura hasta que el hormigón comienza a enfriarse una vez terminado el proceso de hidratación. Nótese que las tongadas colocadas en la parte inferior de la presa comienzan a enfriarse en los primeros meses y se ven sometidas a estados de tracción prácticamente desde el comienzo (no se tiene en cuenta la acción del peso propio).

En la Figura 4.17 se muestra un detalle de la evolución de las tensiones de las tongadas 5, 6, 7 y 8 durante los primeros días después de su colocación (fines de Abril y principios de Mayo). Nótese cómo las tongadas entran en un estado de tracción, inmediatamente después de ser colocadas. Esto se debe a la diferencia entre la temperatura de colocación y la temperatura ambiente (+ 5 °) y a la consiguiente pérdida de calor a través de la superficie superior. Inmediatamente después se alcanza un pico de tensión, coincidiendo con la colocación de la tongada inmediatamente superior y con la correspondiente subida de las temperaturas. Se alcanza un segundo pico, en este caso de compresión. Con la colocación de la nueva tongada, el ciclo se repite, pero cada vez con menor amplitud, debido a la creciente distancia del punto en cuestión a la superficie superior.

Debe aclararse que estas oscilaciones propias de las primeras horas, se amplifican para tongadas de menor espesor o mayores intervalos de colocación, esto es, para velocidades menores de producción. Por el contrario, para espesores mayores de tongada o intervalos de colocación más cortos (aumentando así el ritmo de producción), las oscilaciones de tensión se reducen. Una vez transcurridos ocho días de la puesta en obra de la tongada, las tensiones son claramente de compresión, como puede observarse en las Figuras 4.16 y 4.17.

En la Figura 4.18 se presenta la evolución a corto plazo de la resistencia a tracción de las tongadas 5, 6, 7 y 8. Nótese cómo la resistencia crece más rápido que las tensiones y, por ende, no existe riesgo de fisuración en las primeras horas.

En la Figura 4.19 se presenta la evolución de las tensiones a largo plazo de los mismos puntos descritos en la Figura 4.16. Se realiza el análisis tensional durante los primeros 12 años de vida de la presa, esto es, hasta 11 años después de finalizada la construcción. Durante este período las temperaturas en el interior de la presa decrecen progresivamente, a medida que el calor liberado por la reacción de hidratación se disipa hacia el medio ambiente. A medida que cae la temperatura las tensiones de compresión se transforman en tensiones de

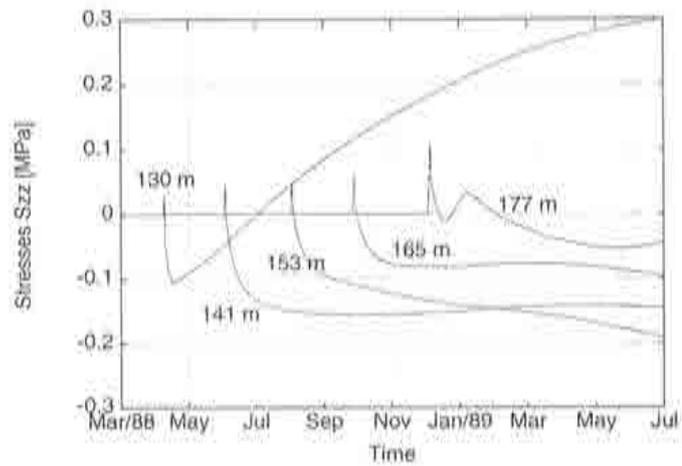


Figura 4.16: Evolución a corto plazo de las tensiones para distintas elevaciones.

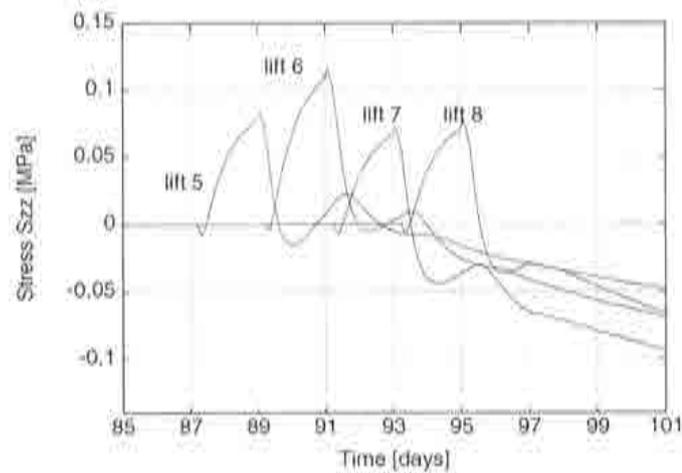


Figura 4.17: Evolución a corto plazo de las tensiones para cuatro tongadas.

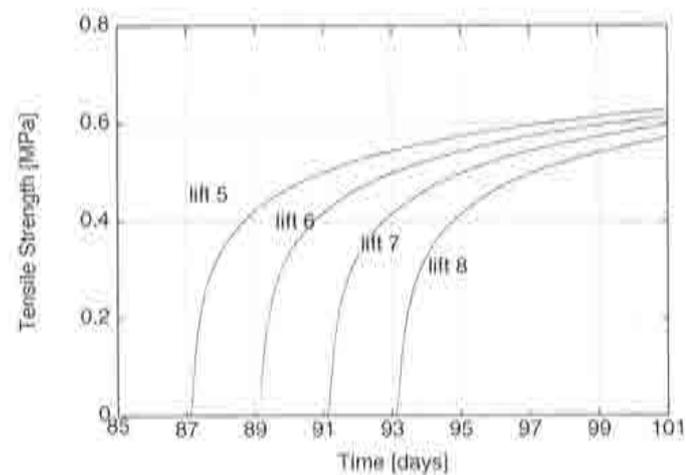


Figura 4.18: Evolución a corto plazo de la resistencia para cuatro tongadas.

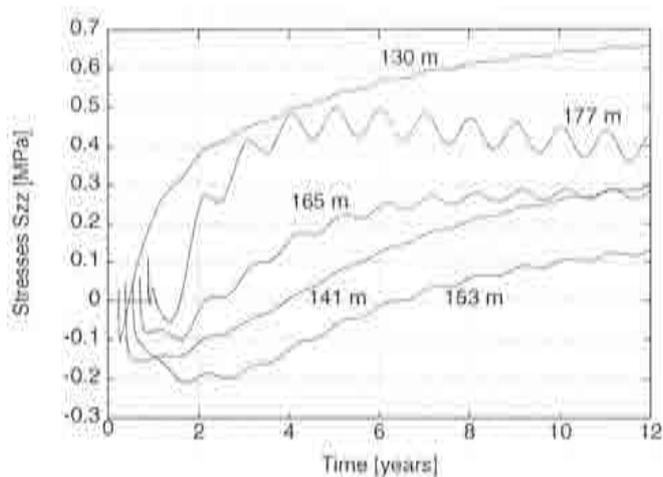


Figura 4.19: Evolución a largo plazo de las tensiones para distintas elevaciones.

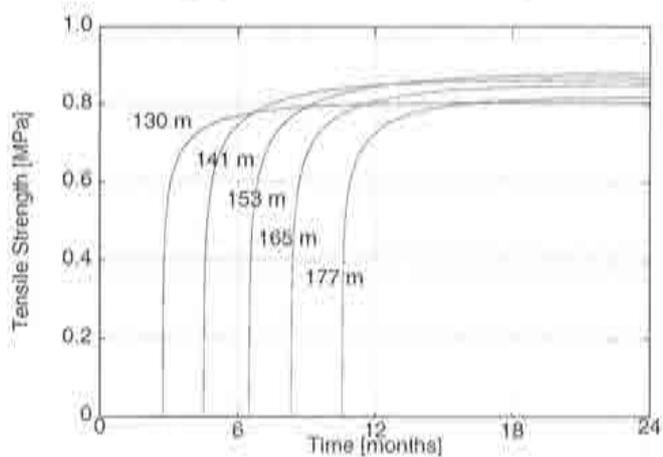


Figura 4.20: Evolución a largo plazo de la resistencia para distintas elevaciones.

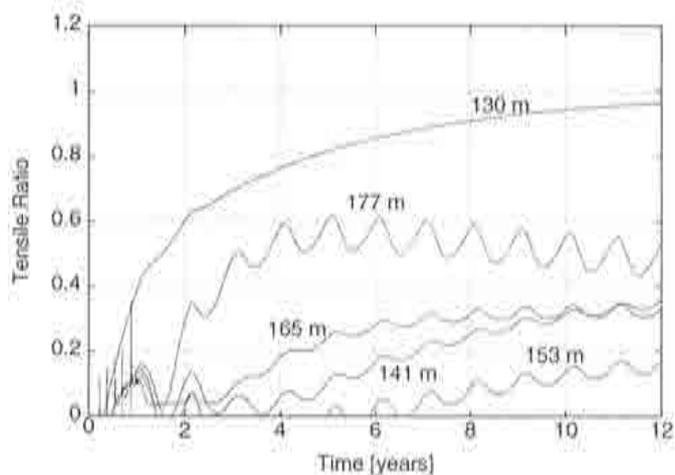


Figura 4.21: Evolución a largo plazo del índice de tracción para distintas elevaciones.

tracción. Este fenómeno es más rápido para las tongadas superiores, que al haber sido hormigonadas en verano y estar más expuestas al medio ambiente pierden calor más rápidamente. Sin embargo, las capas inferiores también se traccionan rápidamente debido a las pérdidas de calor por conducción a través de la cimentación. Por otra parte, las variaciones térmicas estacionales sólo se reflejan en oscilaciones de tensiones de puntos localizados en cotas altas, mientras que los puntos inferiores prácticamente no notan dichas oscilaciones.

Para estudiar el riesgo de fisuración a largo plazo, la evolución de las tensiones de tracción debe compararse con la evolución a largo plazo de la resistencia a tracción, descrita en la Figura 4.20. Nótese que en las diferentes cotas se obtienen valores diferentes de resistencia, en función de las condiciones de curado.

La Figura 4.21 combina ambos resultados a través del índice de tracción. Este parámetro se define como la relación entre la norma del tensor de tracciones sobre la resistencia real a tracción. A medida que este valor se acerca a la unidad, mayor es el riesgo de fisuración. En general, puede concluirse del análisis que mientras más alta es la cota mayor es el riesgo de fisuración. Este fenómeno fue correctamente evaluado por los diseñadores de la presa de Urugua-í, ya que diseñaron la construcción de juntas transversales desde la cota 182 cada 70-90m.

Sin embargo, el presente análisis muestra que el riesgo potencial de fisuración a largo plazo también es elevado en la interfaz entre la presa y la cimentación. Este riesgo de fisuración es descrito en la literatura y generalmente se denomina fisuración por restricción externa. De hecho, en el estudio tensional realizado para la presa de Miyagase (Hirose et al. 1988), se encontró que el máximo riesgo de fisuración ocurría cuando se colocaba el hormigón justo encima de la cimentación en verano. Sin embargo, debe recordarse que, debido al efecto del módulo de Poisson, la componente longitudinal de compresión debido al peso propio puede inducir un estado de compresión. Este efecto reduce considerablemente el riesgo de fisuración en la zona de la interfaz.

La Figura 4.22 muestra líneas de igual índice de tracción en el cuerpo de la presa durante el proceso de construcción. Los correspondientes meses-cotas son: (a) Junio/88-146 m, (b) Agosto/88-157 m, (c) Noviembre/88-175 m, (d) Febrero/89-187 m y (e) Junio/89-196 m. Como se menciona anteriormente, las tensiones iniciales que se generan en el interior de la presa son básicamente de compresión debido al incremento de temperatura. Sin embargo, algunos meses después de la colocación del hormigón estas tensiones se vuelven

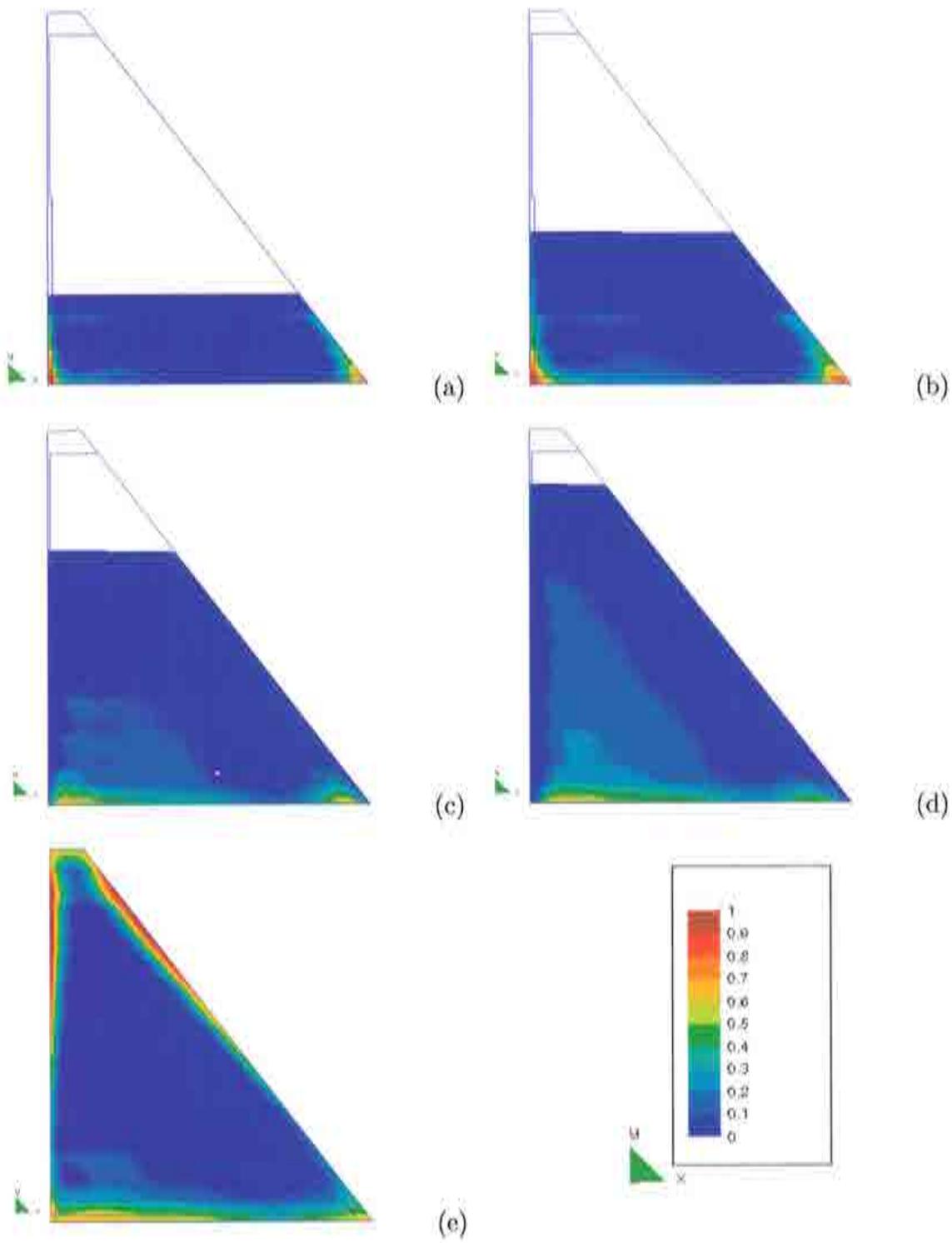


Figura 4.22: Evolución a corto plazo del índice de tracción.

de tracción, debido a la finalización del proceso de hidratación y el comienzo del enfriamiento del hormigón. Durante el primer año se generan tensiones de tracción principalmente en la base de la presa, debido a la restricción externa causada por la cimentación, y en los paramentos debido a las variaciones térmicas estacionales. La baja conductividad del hormigón hace que los gradientes térmicos en los paramentos se limiten a los 2 primeros metros. Con el objeto de evitar la fisuración superficial inducida por estos gradientes térmicos se cortaron juntas transversales de 1,2 m de profundidad cada 14,24 m.

La Figura 4.23 muestra la evolución del índice tracción en el cuerpo de la presa durante los primeros 10 años. Todas las instantáneas muestran distribuciones de temperaturas correspondiente al invierno (Junio). Las instantáneas corresponden a los siguientes años: (a) 1989, (b) 1990, (c) 1991, (d) 1994 y (e) 1999. Nótese cómo a medida que la temperatura en el interior de la presa disminuye las tensiones de tracción aumentan. En la parte superior de la presa se deben a la restricción interna que se genera al existir capas de hormigón frías sobre capas más calientes. En la parte inferior de la presa las deformaciones volumétricas se ven restringidas tanto por el hormigón superior que se encuentra más caliente como por la roca de cimentación que se encuentra más fría. En la última instantánea se pone en evidencia que el riesgo de fisuración en la base de la presa después de 2 años es alto.

Una vez transcurridos 10 años de la construcción de la presa, el calor almacenado durante el proceso de hidratación se ha disipado prácticamente en su totalidad. La presa se encuentra en estado de régimen y sujeta a la variación térmica estacional. En la Figura 4.24 se muestran líneas de igual índice de tracción, describiendo el comportamiento durante el año 11, después de la construcción. Las instantáneas correspondientes son: (a) Junio/2000, (b) Septiembre/2000, (c) Diciembre/2000, (d) Marzo/2001 y (e) Junio/2001. La distribución que se observa en Junio es típica del invierno, mientras que la de Diciembre, es típica del verano. En Septiembre (primavera) y Marzo (otoño) los efectos de las variaciones térmicas del agua del embalse son evidentes en la parte superior del paramento aguas arriba. Debido a la inercia térmica del hormigón, las máximas tensiones de tracción en la parte superior aparecen en primavera, después de las bajas temperaturas del invierno.

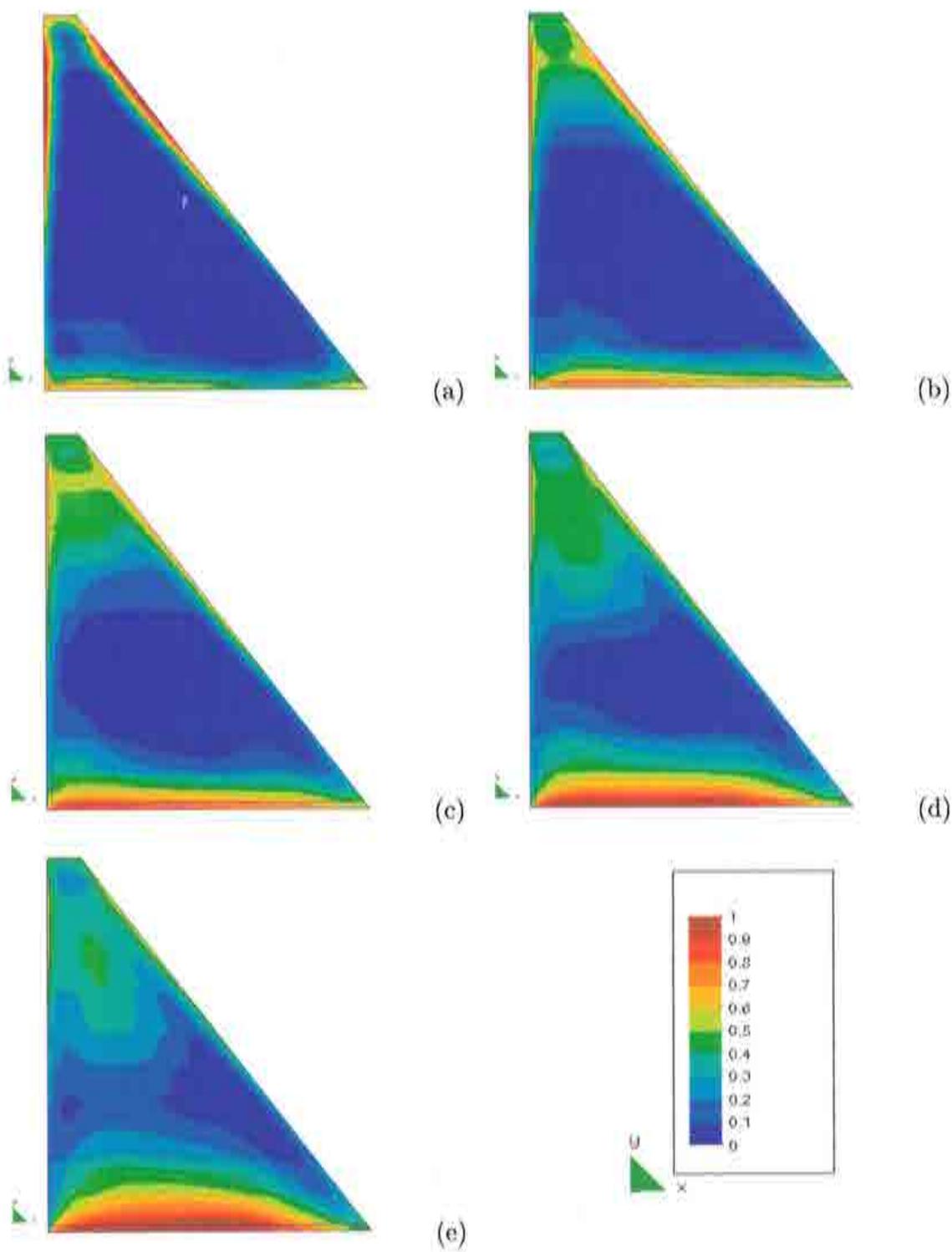


Figura 4.23: Evolución a largo plazo del índice de tracción.

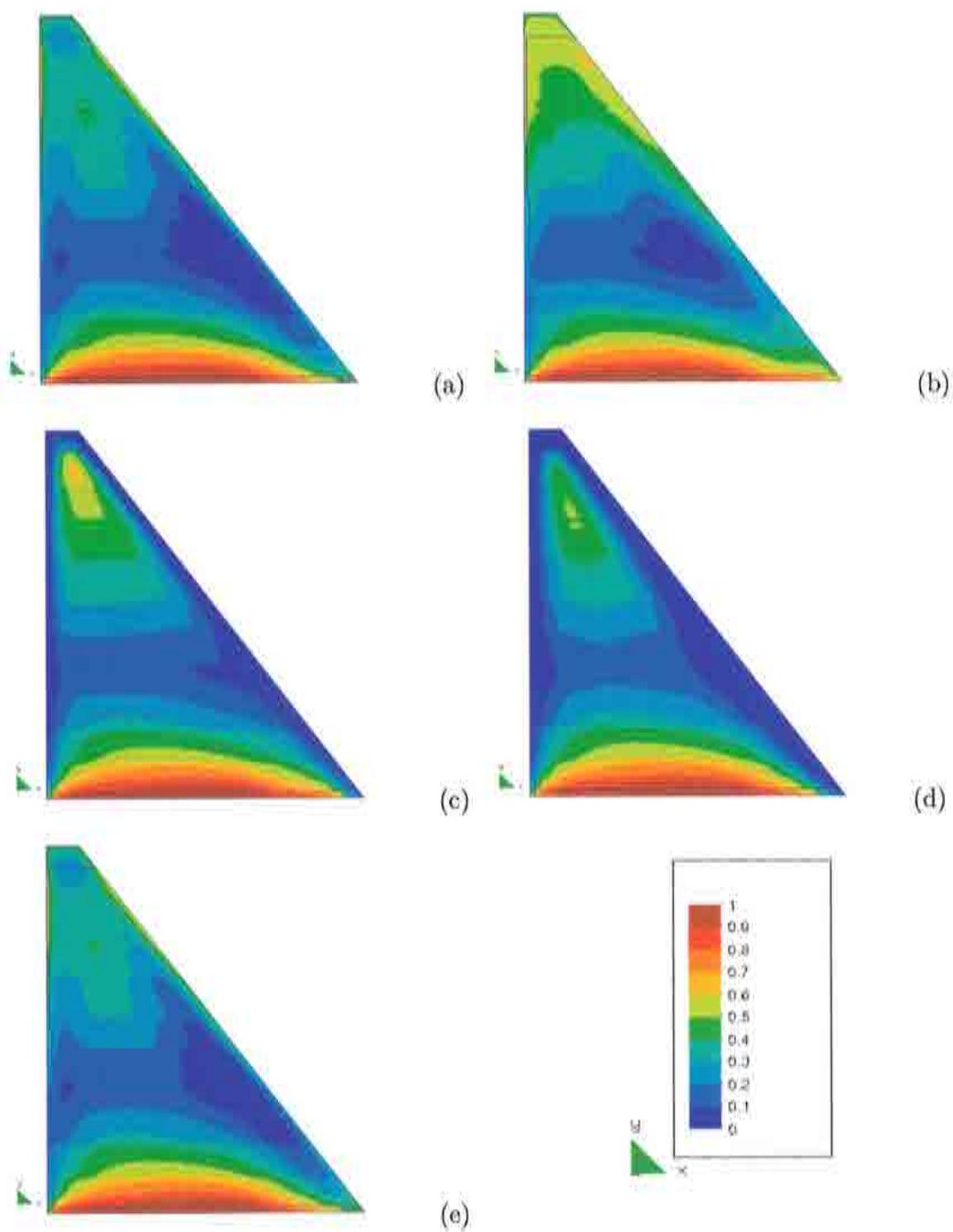


Figura 4.24: Evolución estacional del índice de tracción.

### 4.4.3 Interrupción del proceso de construcción

En este apartado se describe el análisis mecánico completo, considerando un escenario en el que la construcción debe pararse durante tres meses, por ejemplo, por razones de índole climático. De esta manera, el ritmo de ejecución se mantiene igual al caso de referencia entre los meses de Enero hasta Junio de 1988. A continuación, se interrumpe la construcción durante los meses de Julio, Agosto y Septiembre, reanudándose en el mes de Octubre hasta finales de Junio de 1989.

En la Figura 4.25 se presenta la evolución de las temperaturas de puntos interiores de tongadas colocadas en intervalos de 1 mes. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m, (5)-135 m, (6)-141 m, (10)-147 m, (11)-153 m, (12)-159 m, (1)-165 m, (2)-171 m, (3)-177 m, (4)-179 m y (5)-185 m. Las temperaturas más altas aparecen en las tongadas inferiores (Abril a Julio), debido al calor de hidratación que por conducción viene de la cimentación, y a las tongadas colocadas durante el verano (Diciembre a Febrero). Nótese que las temperaturas continúan creciendo en la mayor parte de la presa en el momento de finalización de la construcción y, particularmente, en aquellas tongadas colocadas inmediatamente después de la interrupción de invierno. Las tongadas inferiores comienzan a enfriarse inmediatamente después de su colocación, ya que se pierde calor por conducción hacia la roca de fundación. Comparando este escenario de simulación con el caso de referencia puede observarse que, a corto plazo, las máximas temperaturas se alcanzan en el centro de la presa (entre las cotas 150 y 170 m), mientras que las temperaturas mínimas aparecen justo por encima de estas tongadas.

En la Figura 4.26 se presenta la evolución de las tensiones longitudinales de puntos interiores en tongadas colocadas cada 2 meses. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m, (6)-141 m, (11)-153 m, (1)-165 m y (3)-177 m. Para evaluar la influencia del programa de construcción en la evolución de las tensiones, esta Figura debe compararse con la Figura 4.16, que representa el caso de referencia. La mayor parte de las tensiones, durante el período observado en esta Figura, son de compresión. Esto se debe a que casi la totalidad de la presa se encuentra aún en proceso de calentamiento. La única excepción es la zona inferior de la presa, donde las tensiones térmicas se vuelven rápidamente de tracción, al igual que ocurre en el caso de referencia. El efecto de la interrupción del ritmo de construcción sobre la evolución de las tensiones se pone de manifiesto, por ejemplo, en la evolución de la tensión de un punto ubicado en la cota 141 m: se alcanza, primeramente, un pico de

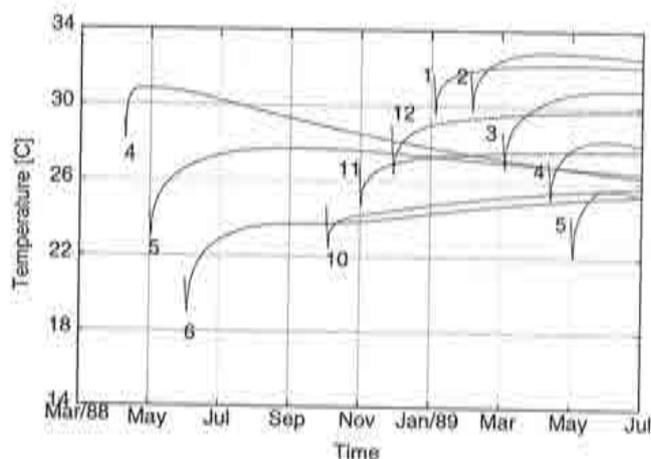


Figura 4.25: Evolución de las temperaturas a corto plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.

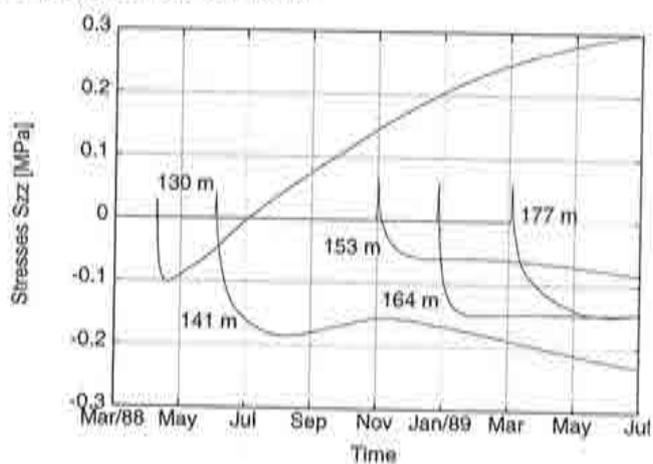


Figura 4.26: Evolución de las tensiones a corto plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.

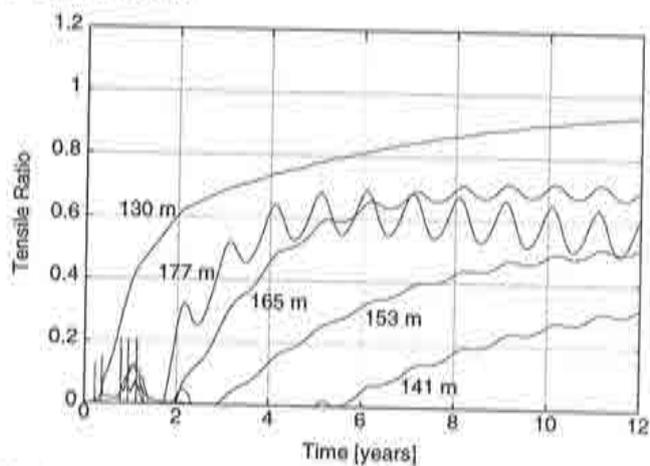


Figura 4.27: Evolución del índice de tracción a largo plazo para diferentes elevaciones con interrupción de 3 meses.

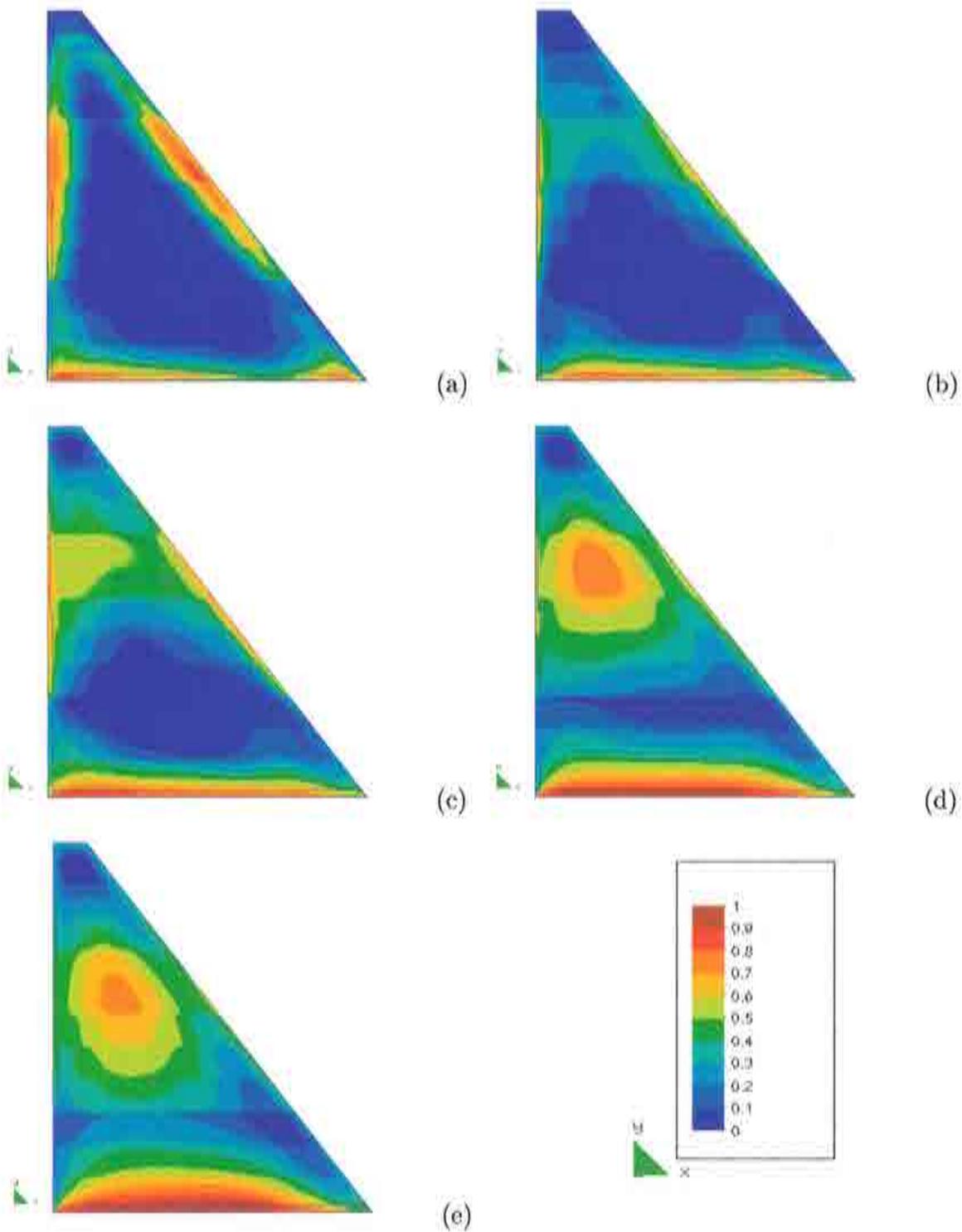


Figura 4.28: Evolución a largo plazo del índice de tracción con interrupción de 3 meses.

compresión debido a las pérdidas de calor por la superficie en contacto con el medio ambiente durante la interrupción. Sin embargo, una vez reanudada la construcción, las tensiones de compresión continúan creciendo. Esto se debe al calentamiento sufrido por el flujo de calor vertical desde las tongadas superiores recién colocadas hacia la roca de fundación.

En la Figura 4.27 se presenta la evolución del índice de tracción para las mismas cotas. Esta Figura debe ser comparada con la Figura 4.21 para evaluar la influencia de la interrupción del programa de construcción. De esta comparación resulta evidente que el riesgo de fisuración ha aumentado significativamente, en particular para las cotas superiores a los 160 m. Nótese que las tensiones de tracción siguen creciendo, en gran parte del cuerpo de la presa, una vez transcurridos 12 años. Puede concluirse que mientras mayor es la cota mayor es el riesgo a fisuración. En consecuencia, para asegurar el mismo nivel de seguridad ante fisuración que en el caso de referencia, deberían diseñarse juntas de contracción cada 70-90 m, al menos desde la cota 150 m hacia arriba. Cabe recordar que para el caso de referencia estas juntas de contracción son sólo necesarias de la cota 182 hacia arriba.

La Figura 4.28 muestra la evolución del índice tracción en el cuerpo de la presa durante los primeros 10 años. Todas las instantáneas muestran distribuciones de temperaturas correspondiente al invierno (Junio). Las instantáneas corresponden a los siguientes años: (a) 1989, (b) 1990, (c) 1991, (d) 1994 y (e) 1999. Esto debe compararse con la Figura 4.23 para evaluar la influencia de la interrupción del programa de construcción. De nuevo, puede observarse cómo las tensiones de tracción de origen térmico crecen progresivamente a medida que la presa se enfría. En este caso, el máximo riesgo a fisuración ocurre en la parte central de la altura superior de la presa, entre las cotas 160-180 m. El riesgo de fisuración en esta zona continúa creciendo incluso después de transcurridos 10 años. Nótese, además, que la cota donde se realizó la interrupción es claramente visible en la Figura 4.28 (e).

#### 4.4.4 Ralentización del proceso de construcción

En este apartado se presenta el análisis mecánico completo, considerando un escenario en el que la velocidad de construcción se disminuye a la mitad. Esto implica un intervalo de colocación entre tongadas de 96 hs. La colocación del HCR comienza en Abril de 1988 y termina en Diciembre de 1989. El vertedero se construye con H220 durante los meses de Enero y Febrero de 1990. De esta

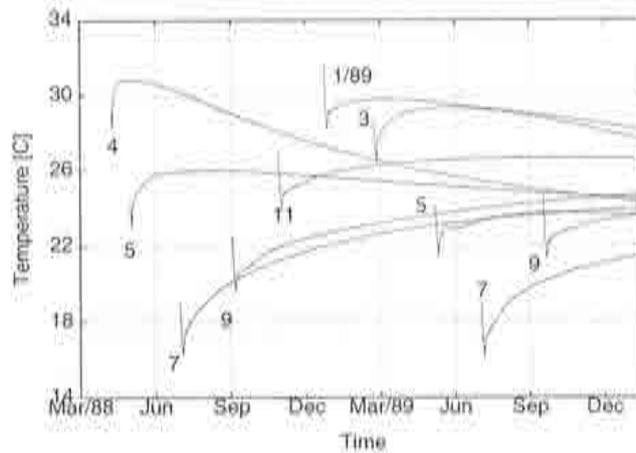


Figura 4.29: Evolución de las temperaturas a corto plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.

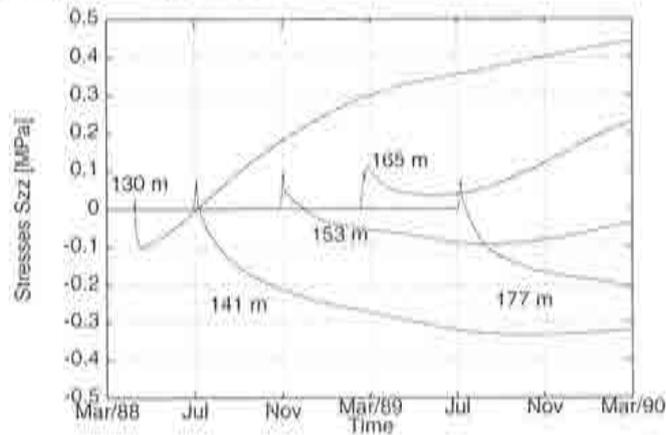


Figura 4.30: Evolución de las tensiones a corto plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.

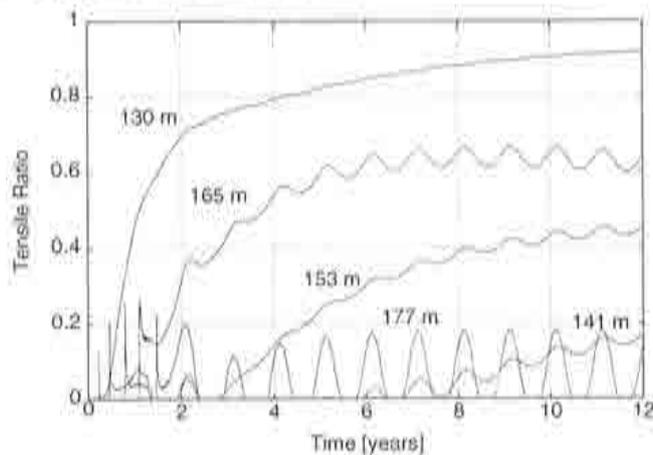


Figura 4.31: Evolución del índice de tracción a largo plazo para diferentes elevaciones ralentizando la velocidad de construcción.

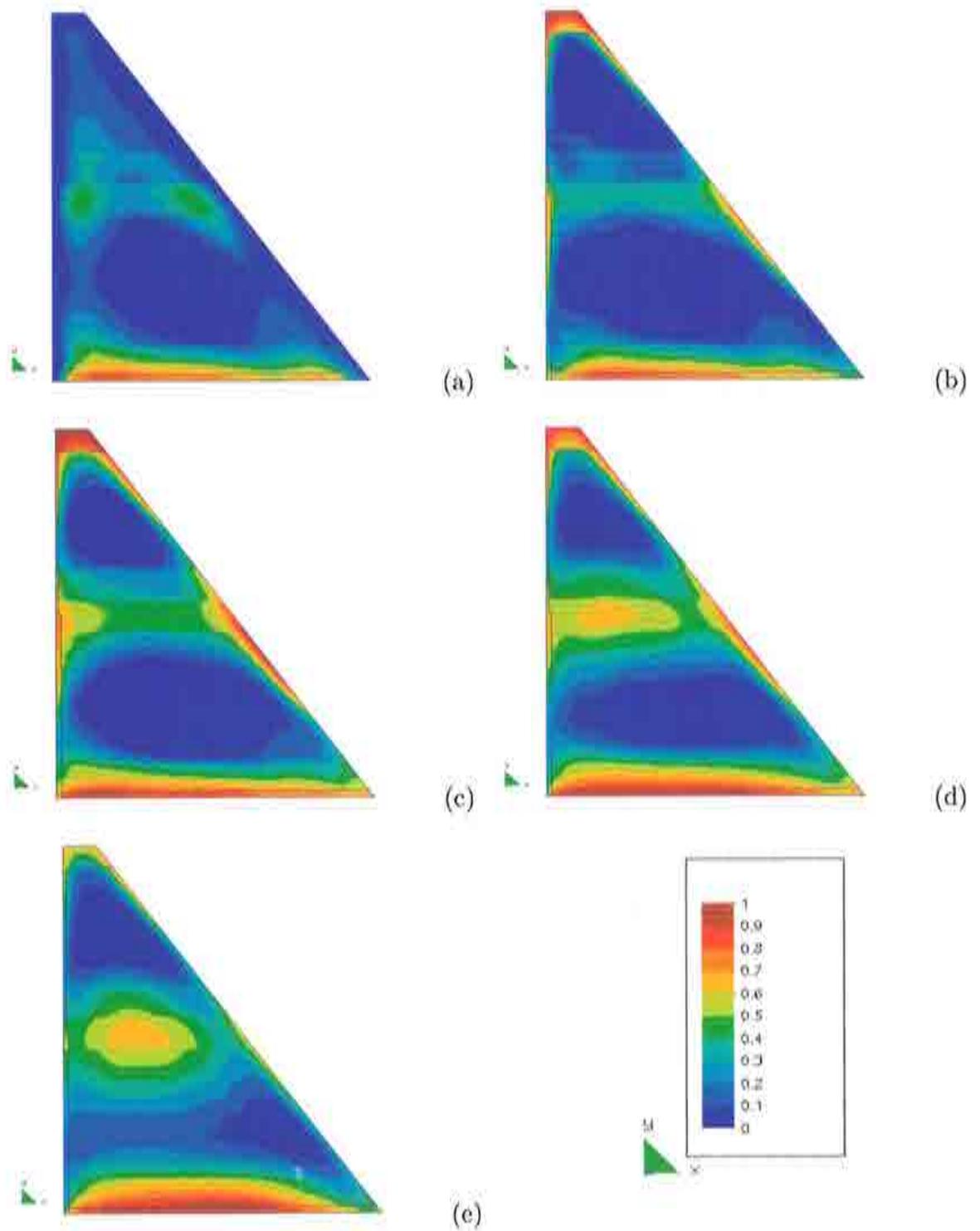


Figura 4.32: Evolución a largo plazo del índice de tracción con ralentización del proceso de construcción.

manera, la velocidad de colocación puede estimarse como  $V = 10$  cm/día, y la velocidad relativa como  $\dot{V} = V/H = 0.48$  1/año, donde  $H$  es la altura de la presa.

En la Figura 4.29 se presenta la evolución de las temperaturas de puntos interiores en tongadas colocadas en intervalos de 2 meses. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m; (5)-135 m; (7)-141 m; (9)-147 m; (11)-153 m; (1)-159 m; (3)-165 m; (5)-171 m; (7)-177 m y (9)-185 m. Las mayores temperaturas aparecen en las tongadas inferiores (Abril a Julio), debido al calor de hidratación que por conducción viene de la cimentación, y a las tongadas colocadas durante el verano (Diciembre a Febrero). Si se compara la evolución de temperaturas a corto plazo con el caso de referencia, puede observarse que las máximas temperaturas se alcanzan en la parte central de la presa, esto es, entre las cotas 150 y 170 m, mientras que las temperaturas menores aparecen por encima y por debajo de dichas cotas. El flujo de calor por conducción juega un papel fundamental en este caso, ya que la parte inferior de la presa alcanza temperaturas mayores que en el caso de referencia debido al flujo de calor desde la parte media hacia la roca, y, recíprocamente, la parte media comienza a enfriarse rápidamente debido al mencionado flujo de calor hacia abajo.

En la Figura 4.30 se presenta la evolución de las tensiones longitudinales de puntos interiores en tongadas colocadas cada 4 meses. Las correspondientes (meses de colocación) cotas son: (4)-130 m; (6)-141 m; (11)-153 m; (1)-165 m y (3)-177 m. Para evaluar la influencia del programa de construcción en la evolución de las tensiones, esta Figura debe compararse con la Figura 4.16, que representa el caso de referencia. Nótese cómo las tensiones de la cota 141 m, por ejemplo, avanzan más hacia el lado de la compresión debido a la redistribución interna de las temperaturas. Además, el enfriamiento rápido de la parte media de la presa induce rápidamente tensiones longitudinales en la zona, entre las cotas 150-170 m.

En la Figura 4.31 se presenta la evolución del índice de tracción para las mismas cotas. Esta Figura debe ser comparada con la Figura 4.21 para evaluar la influencia de la interrupción del programa de construcción. De esta comparación se deduce que el riesgo a fisuración en la parte media de la presa, hormigonada durante los meses de verano (véanse las curvas de las cotas 153 y 164 m), ha aumentado considerablemente. Por otra parte, las tensiones de tracción se reducen en la parte superior de la presa, zona hormigonada en condiciones climáticas más frías que en el caso de referencia. Las tensiones en cota 177 m, por ejemplo, se reducen significativamente, y siguen claramente las

oscilaciones térmicas estacionales. Para asegurar el mismo nivel de seguridad que en el caso de referencia, en esta situación deberían diseñarse juntas de contracción cada 70-90 m por encima de la cota 150 m, y no a partir de la cota 182 como en el caso de referencia.

En la Figura 4.32 se describe la evolución del índice tracción en el cuerpo de la presa durante los primeros 10 años. Todas las instantáneas muestran distribuciones de temperaturas correspondiente al invierno (Junio). Las instantáneas corresponden a los siguientes años: (a) 1990, (b) 1991, (c) 1992, (d) 1995 y (e) 2000. Para estudiar la influencia de la disminución de la velocidad de construcción en la evolución del índice de tracción la Figura 4.32 debe compararse con la Figura 4.23. De este análisis se concluye que el hormigonado en períodos de altas temperaturas deja claras marcas en el comportamiento mecánico a largo plazo. En este caso, el riesgo más alto de fisuración se localiza en la zona media de la presa, entre las cotas 150-170 m. El riesgo a fisuración en la parte media es evidente sólo un año después de la finalización de la presa, y continúa creciendo hasta incluso 10 años después.

## 4.5 CONCLUSIONES

En este Capítulo se presenta un procedimiento numérico para simular los análisis térmicos y mecánicos del proceso de construcción de presas de hormigón compactado con rodillo.

La base de este procedimiento es el modelo termo-químico-mecánico acoplado desarrollado para representar el comportamiento del hormigón a tempranas edades y presentado en los Capítulos 2 y 3. 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. La evolución de la resistencia a tracción y compresión, y el módulo elástico se predicen en función del grado de envejecimiento, un concepto novedoso introducido en este trabajo. 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 presa Urugua-i, recientemente construida en Argentina. Se estudian los campos de temperatura y tensión inducidos durante el período de construcción y durante los primeros años de vida de la estructura, hasta que se consigue una estabilización en la distribución de temperaturas.

Las mayores temperaturas corresponden a puntos ubicados cerca de la cimentación y a tongadas colocadas justo por encima de la misma. Esto se debe al mayor calor liberado durante la hidratación del hormigón de cimentación. Las tongadas colocadas durante el verano, esto es entre las cotas 180 y 190, también presentan elevadas temperaturas. El análisis térmico a largo plazo muestra el proceso de estabilización de las temperaturas.

El análisis térmico a largo plazo muestra la caída de temperaturas desde los elevados valores alcanzados al final del proceso de construcción hasta los valores de estabilización. La disminución de temperaturas es más rápida para puntos que se encuentran en las cotas superiores, ya que fueron colocadas a temperaturas iniciales más elevadas, al igual que las pérdidas de calor por convección al ambiente debido a la cercanía de los paramentos.

Los gradientes térmicos provocados por la diferencia entre las temperaturas interiores y del medio ambiente se limitan a una distancia de 2 m de los paramentos, por lo que pueden inducir fisuración superficial.

Se comparan también los resultados obtenidos a partir de un modelo de la presa 2D y un modelo simplificado 1D. En función de los resultados obtenidos, puede concluirse que un análisis 1D de la presa puede predecir correctamente la distribución vertical de temperaturas durante el proceso de construcción, información de gran utilidad en sí misma. Obviamente, este tipo de análisis no puede brindar información de los gradientes térmicos que se generan en las proximidades de los paramentos, así como tampoco sobre la evolución a largo plazo de las temperaturas. Utilizando el modelo 1D, se presentan estudios paramétricos realizados con el objeto de establecer la influencia de los factores fundamentales que afectan la distribución y evolución de las temperaturas en el cuerpo de la presa, tales como la velocidad de colocación, la temperatura de colocación y la fecha de comienzo de las tareas de hormigonado.

Los resultados del análisis tensional muestran que las tensiones de tracción desarrolladas en la parte inferior de la presa debido a la restricción externa impuesta por la roca de cimentación son importantes. Igualmente ocurre en la parte superior de la presa, donde la restricción interna de la presa genera tracciones considerables. Este último hecho fue correctamente evaluado por los

diseñadores de la presa, ya que se previó la construcción de juntas transversales a partir de la cota 182 cada 70-90 m.

Por otra parte, los gradientes de temperatura entre el interior de la presa y el medio ambiente puede inducir fisuración superficial en los paramentos. Es por esto que se cortaron juntas transversales en el paramento aguas arriba de 1,2 m de profundidad cada 14,24 m.

Posteriormente, el análisis se repite simulando una interrupción de 3 meses debida, por ejemplo, a problemas climáticos. Se estudia el impacto de dicha eventualidad sobre la seguridad de la presa, en relación al caso de referencia. Se concluye que para mantener los mismos niveles de seguridad ante el riesgo de fisuración, se deben construir juntas de contracción desde al menos la cota 160 m. El riesgo de fisuración debido a la restricción externa impuesta por la roca permanece inalterado y alto en la parte inferior.

Finalmente, el análisis se repite bajo la hipótesis de colocación a mitad de velocidad, completándose la presa en 2 años. Se deduce que, en este caso, el flujo de calor por conducción juega un papel fundamental en la evolución de las tensiones de origen térmico. Al igual que el caso antes descrito, para asegurar los mismos niveles de seguridad que en el caso de referencia, las juntas de contracción deberían construirse desde la cota 150 m.



## Bibliografía

- ACI (1987). *ACI Manual of Concrete Practice*, chapter Mass Concrete. ACI 207.1R-87. American Concrete Institute.
- Acker, P. (1988). *Comportement mécanique du béton: apports de l'approche physico-chimique (in French)*. Rapport de recherche N. 152, Laboratoire Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Acker, P. (1997). Dispositif d'étude de la cinétique d'hydratation des bétons par calorimétrie isotherme (in french). *Bull. liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Paris, France*, N. 210:31–40.
- Agulló, L., Aguado, A., and Mirambell, E. (1995). *Comportamiento Térmico de Presas de Hormigón en Servicio*. CIMNE.
- Alexanderson, J. (1972). Strength losses in heat cured concrete. *Proceedings No. 43, Swedish Cement and concrete Research Institute, Stockholm*.
- Bazant, Z. P. (1977). Viscoelasticity of solidifying or melting viscoelastic materials. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 105(6):903–952.
- Bazant, Z. P., editor (1988). *Mathematical modelling of creep and shrinkage of concrete*. John Wiley & Sons, New York.
- Bazant, Z. P., Hauggard, A. B., and Baweja, S. (1997a). Microprestress–solidification theory for concrete creep. i: Algorithm and verification. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 123(11):1195–1201.
- Bazant, Z. P., Hauggard, A. B., Prasannan, S., and Ulm, F. J. (1997b). 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.
- Bland, C., Poole, A., and Patel, H. (1994). The microstructure of concrete cured at elevated temperatures. *Institute of Materials Conference on Cement and Concrete Science, 26-27th*, St Annes' College, Oxford.
- Boumiz, A., Vernet, C., and Tenoudji, F. C. (1996). Mechanical properties of cement pastes and mortars at early ages. *Adv. Cem. Bas. Mat.*, 3:94–106.
- Bryant, A. H. and Vadhanavikkil, C. (1987). Creep, shrinkage-size, and age at loading effects. *ACI Materials Journal*, pages 117–123.
- Byfors, J. (1980). Plain concrete at early ages. Technical Report N. 3:80. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- Calmon, J. L. (1995). *Estudio térmico y tensional en estructuras masivas de hormigón. Aplicación a las presas durante la etapa de construcción (in Spanish)*. PhD thesis, Technical University of Catalonia.
- Carino, N. J. (1981). Temperature effects on the strength-maturity relation of mortar. Technical Report No. NBSSIR 81-2244, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
- Carol, I. and Bazant, Z. P. (1993). Viscoelasticity with aging caused by solidification of nonaging constituent. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 119(11):2252–2269.
- CEB (1990). *CEB-FIP Model Code 1990*. Comité Euro-International du Béton.
- Cervera, M., Oliver, J., and Fariá, R. (1995). Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earth. Engrg. Struc. Dyn.*, 24(9):1225–1245.
- Cervera, M., Oliver, J., and Galindo, M. (1992). Numerical analysis of dams with extensive cracking resulting from concrete hydration: simulation of a real case. *Dam Engineering*, 3(1):1–22.
- Cervera, M., Oliver, J., and Manzoli, O. (1996). A rate-dependent isotropic damage model for the seismic evaluation of concrete dams. *Earth. Engrg. Struc. Dyn.*, 25(9):987–1010.

- Chaboche, J. L. (1988a). Continuum damage mechanics: Part i - general concepts. *J. Appl. Mech., ASME*, 55:59-64.
- Chaboche, J. L. (1988b). Continuum damage mechanics: Part ii - damage growth. *J. Appl. Mech., ASME*, 55:65-72.
- Chengju, G. (1989). Maturity of concrete method for predicting early-stage strength. *ACI Materials Journal*, 86(4):341-353.
- Chinese Society of Hydroelectric Engineering (1991). *Proceedings of Int. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*. ICOLD and Chinese Electricity Council, Beijing, China.
- Copeland, L. E., Kantro, D. L., and Verbeck, G. (1960). Chemistry of hydration of cement. In *Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Paper IV-3*.
- Coussy, O. (1995). *Mechanics of porous media*. John Wiley & Sons, Chichester, England.
- Coussy, O. and Ulm, F. J. (1996). Creep and plasticity due to chemo-mechanical couplings. *Archive of Applied Mechanics*, 66:523-535.
- 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.
- de Schutter, G. and Taerwe, L. (1997). Fracture energy of concrete at early ages. *Materials and Structures*, 30:67-71.
- Ditchey, E. J. and Schrader, E. K. (1988). Monksville damm temperature studies. In ICOLD, editor. *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*, volume 3, pages 379-396, San Francisco.
- 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.
- Franco, M. A. (1996). El hormigón compactado con rodillo (in spanish). *Cemento-Hormigón. Presas de Hormigón Compactado*, 761:747-763.

- Fujisawa, T. and Nagayama, I. (1985). Cause and control of cracks by thermal stress in concrete dams. In ICOLD, editor, *Proceedings of XV Congress on Large Dams*, volume 2, pages 117–143, Lausanne.
- Galindo, M. (1993). *Una metodología para el análisis numérico del comportamiento resistente no lineal de presas de hormigón bajo cargas estáticas y dinámicas (in Spanish)*. PhD thesis, Technical University of Catalonia.
- Gentile, G. (1964). Study, preparation and placement of low cement concrete, with special regard to its use in solid gravity dams. In ICOLD, editor, *Proceedings of VIII Congress on Large Dams*, volume X, Edinburgh.
- Giesecke, J. and Marx, W. (1988). Avoiding thermal cracks in concrete dams during cooling process. In ICOLD, editor, *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*, volume 3, pages 13–31, San Francisco.
- Giovambattista, A. (1995). Uruguai dam: thermal analysis, design criteria and performance. In IECA and CNEGP, editors, *Proceedings of the Int. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Volume I: Materials, Planning and Design*, pages 309–323, Santander, Spain.
- Guénot, L., Torrenti, J. M., and Laplante, P. (1996). Stresses in early-age concrete: Comparison of different creep models. *ACI Materials Journal*, 93(3):254–259.
- Hansen, K. D. and Reinhardt, W. G. (1991). *Roller-Compacted Concrete Dams*. McGraw-Hill.
- Hansen, P. F. and Nielsen, A. (1985). Method for quick calculation of temperature differences in concrete members. *VTT Symposium 61*, Espoo.
- Hinks, J. L. and Copley, A. F. (1995). Thermal analysis for rcc dams. In IECA and CNEGP, editors, *Proceedings of the Int. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Volume I: Materials, Planning and Design*, pages 473–484, Santander, Spain.
- Hirose, T., Nagayama, I., Takemura, K., and Sato, H. (1988). A study on control temperature cracks in large roller compacted concrete dams. In ICOLD, editor, *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*, volume 3, pages 119–135, San Francisco.
- ICOLD (1985). *Proceedings of XV Congress on Large Dams*. International Commission on Large Dams, Lausanne, Switzerland.

- ICOLD (1988). *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*. International Commission on Large Dams, San Francisco, USA.
- IECA and CNEGP (1995). *Proceedings of Int. Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*. Spanish Institute of Cement and its Applications & Spanish National Committee on Large Dams, Santander, Spain.
- Kachanov, L. M. (1958). Time of rupture process under creep conditions. *Izvestia Akademii Nauk, Old Tech Nauk*, 8:26–31.
- Khan, A. A., Cook, W. D., and Mitchell, D. (1995). Early age compressive stress-strain properties of low-medium, and high-strength concretes. *ACI Materials Journal*, 92(6):617–624.
- Khan, A. A., Cook, W. D., and Mitchell, D. (1998). Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration. *ACI Materials Journal*, 95(3):293–303.
- Kim, J.-K., 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.
- Kjellsen, K. O. (1990). *Physical and Mathematical Modelling of Hydration and Hardening of Portland Cement Concrete as a Function of Time and Curing Temperature*. PhD thesis, Division of Building Material, Norwegian Institute of Technology.
- Kjellsen, K. O. and Detwiler, R. J. (1993). Later-age strength prediction by a modified maturity model. *ACI Materials Journal*, 90(3):220–227.
- Kjellsen, K. O., Detwiler, R. J., and Gjorv, O. E. (1990). Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, 20:308–311.
- Laplante, P. (1993). *Mechanical properties of hardening concrete: A comparative analysis of classical and high strength concretes (in French)*. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Lemaitre, J. (1984). How to use damage mechanics. *Nuclear Engineering Design*, 80:233–245.
- Lemaitre, J. and Chaboche, J. L. (1978). Aspects phénoménologiques de la rupture par endommagement (in french). *J. Méc. Appl.*, 2:317–365.

- L'Hermite, R., Mamillan, M., and Lefèvre, C. (1965). *Nouveaux résultats de recherches sur la déformation et la rupture du béton*. Supplément aux annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics 207/208.
- Mak, S. L. and Torri, K. (1995). Strength development of high strength concretes with and without silica fume under the influence of high hydration temperatures. *Cement and Concrete Research*, 25(8):1791–1802.
- Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. (1989). Continuum damage theory: Application to concrete. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 115:345–365.
- MOPT (1991). *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado (in Spanish)*. MOPT.
- Neville, A. M. (1981). *Properties of Concrete*. John Wiley & Sons, New York.
- Oliver, J. (1989). A consistent characteristic length for smeared cracking models. *Int. J. Num. Meth. Engng.*, 28:461–474.
- 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.
- Pantazopoulou, S. J. and Mills, R. H. (1995). Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete. *ACI Materials Journal*, 92(6):605–616.
- Parrot, L., Geiker, M., Gutteridge, W., and Killoh, D. (1990). Monitoring portland cement hydration: Comparison of methods. *Cement and Concrete Research*, 20(6):919–926.
- Plowman, J. M. (1956). Maturity and strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 8(22):13–22.
- Prato, T., Cervera, M., and Oliver, J. (1997). *Simulación Numérica del Proceso de Hidratación del Hormigón (in Spanish)*. Publicación CIMNE N. 14.
- Raphael, J. M. (1970). *Rapid Construction of Concrete Dams*, chapter The Optimum Gravity Dams. ASCE.
- Rastrup, E. (1954). Heat of hydration in concrete. *Magazine of Concrete Research*, 6(17):2–13.

- 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.
- Salete, E. and Lancha, J. C. (1998). *Presas de hormigón: problemas térmicos evolutivos*. Number 18 in SEINOR. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Saul, A. G. A. (1951). Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure. *Magazine of Concrete Research*, 2(6):127-140.
- Schrader, E. K. and Naminas, D. (1988). Performance of roller compacted concrete dams. In ICOLD, editor, *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*, volume 3, pages 339-363, San Francisco.
- Sercombe, J., Ulm, F. J., and Toutlemonde, F. (1998). Viscous hardening plasticity for concrete in high-rate dynamics. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 124(9):1050-1057.
- Shi, C. and Day, R. L. (1993). Acceleration of strength gain of lime-pozzolan cements by thermal activation. *Cement and Concrete Research*, 23(4):824-832.
- Simó, J. C. and Ju, J. W. (1987a). Strain- and stress-based continuum damage models - i. formulation. *Int. J. Solids and Structures*, 23(7):821-840.
- Simó, J. C. and Ju, J. W. (1987b). Strain- and stress-based continuum damage models - ii. computational aspects. *Int. J. Solids and Structures*, 23(7):841-869.
- Tan, K. and Gjorv, O. E. (1996). Performance of concrete under different curing conditions. *Cement and Concrete Research*, 26(3):355-361.
- Tatro, S. and Schrader, E. (1991). Thermal analysis for RCC - a practical approach. In Hansen, K. D. and McLean, F. G., editors, *Proceedings of ASCE Specialty Conference on Roller Compacted Concrete 3*, pages 389-405, San Diego.

- Torrenti, J. M. (1992). La résistance du béton au très jeune âge (in french). *Bull. liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Paris, France*, N. 179:31–41.
- Torrenti, J. M., Guénot, L., Laplaute, P., Acker, P., and Larrand, F. (1994). Numerical simulation of temperatures and stresses in concrete at early ages. In Bazant, Z. P. and Carol, L., editors, *Proc. Int. Conf. on Computational Modelling of Concrete Structures*, pages 559–568. Pineridge Press, Swansea, Wales.
- Ulm, F. J. and Coussy, O. (1995). Modeling of thermochemomechanical couplings of concrete at early ages. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 121(7):785–794.
- 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.
- van Breugel, K. (1992a). Hysmostruc: A computer based simulation model for hydration and formation of structure in cement based materials. In Nonat, A. and Mutin, J. C., editors, *Hydration and Setting of Cements*, pages 361–368. RILEM, London.
- van Breugel, K. (1992b). Numerical simulation and microstructural development in hardening cement-based materials. *Heron*, 37(3):1–61.
- Verbeck, G. J. and Helmuth, R. H. (1968). Structures and physical properties of cement paste. *Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo*, pages 1–32.
- Volz, C. K., Tucker, R. L., Burns, N. H., and Lew, H. S. (1981). Maturity effects on concrete strength. *Cement and Concrete Research*, 11(1):41–50.
- Walker, S. and Bloem, D. L. (1958). Variations in portland cement. In *Proc. ASTM*, 58, pages 1009–1032.
- Widmann, R. (1985). How to avoid thermal cracking of mass concrete. In ICOLD, editor, *Proceedings of XV Congress on Large Dams*, volume 2, pages 263–277, Lausanne.
- 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.
- Yamazumi, A., Harita, K., Jikan, S., and Kido, K. (1995). A study of thermal control on red dam. In IECA and CNEGP, editors, *Proceedings of the Int.*

*Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, Volume I: Materials, Planning and Design*, pages 493–507. Santander, Spain.

Yonezawa, T., Takahi, K., Yomaguchi, Y., and Jikan, S. (1988). Measurement and analysis of cracks caused by thermal stress in mass concrete. In ICOLD, editor, *Proceedings of XVI Congress on Large Dams*, volume 3, pages 53–79, San Francisco.

Zhang, Z. and Garga, V. K. (1996). Temperature and temperature induced stresses for rcc dams. *Dam Engineering*, 7(2):129–141.

Zhu, B. and Xu, P. (1995). Thermal stresses in roller compacted concrete gravity dams. *Dam Engineering*, 6(3):199–220.

