

Análisis termo-mecánico de presas de hormigón compactado. Aplicación a la presa de Rialb

M. Cervera
J. Garcia Soriano

Análisis termo-mecánico de presas de hormigón compactado. Aplicación a la presa de Rialb

M. Cervera
J. Garcia Soriano

Monograph CIMNE N°-83, July 2003

INTERNACIONAL CENTER FOR NUMERICAL METHODS IN ENGINEERING
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, Spain
www.cimne.upc.es

First edition: July 2003

**ANÁLISIS TERMO-MECÁNICO DE PRESAS DE HORMIGÓN COMPACTADO.
APLICACIÓN A LA PRESA DE RIALB**

Monograph CIMNE M83

© The authors

ISBN: 84-95999-39-0

Índice General

1	Introducción y Objetivos	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivos	3
2	Hidratación	5
2.1	Introducción	5
2.2	Modelo de hidratación	5
2.2.1	Amplitud de hidratación	6
2.2.2	Grado de hidratación	9
2.2.3	Ecuación del calor	10
2.2.4	Determinación experimental	10
2.2.5	Grado de hidratación y madurez	12
2.3	Modelo de envejecimiento	13
2.3.1	Resistencia a compresión	14
2.3.2	Determinación experimental	18
2.3.3	Resistencia a tracción y módulos elásticos	20
2.3.4	Energías de fractura a tracción y compresión	21
3	Degradación	23
3.1	Introducción	23
3.2	Modelo mecánico instantáneo	24
3.2.1	Tensiones efectivas	25

3.2.2	Energía libre y ecuación constitutiva	26
3.2.3	Caracterización del daño	27
3.2.4	Evolución del daño	31
3.3	Simulaciones numéricas	34
3.3.1	Ensayos adiabáticos	35
3.3.2	Ensayos isotérmicos	37
3.4	Modelo mecánico diferido	41
3.4.1	Teoría de la solidificación	41
3.4.2	Teoría de la micro-tensión	44
3.4.3	Deformaciones viscosas	46
3.4.4	Marco termodinámico	47
3.4.5	Viscoelasticidad con envejecimiento y degradación . .	48
4	Hormigones con adición de cenizas volantes	53
4.1	Introducción	53
4.2	Propiedades de las Cenizas Volantes	54
4.2.1	Composición química y mineralógica	54
4.2.2	La reacción puzolánica	56
4.3	Efecto de las cenizas volantes en la hidratación del hormigón	56
4.3.1	Mecanismos de hidratación del hormigón con cenizas volantes	57
4.4	Propiedades físicas	59
4.4.1	Propiedades del hormigón fresco	59
4.4.2	Propiedades mecánicas	62
4.4.3	Impermeabilidad	64
4.4.4	Propiedades térmicas	65
4.4.5	Durabilidad	66
4.5	Influencia de la Temperatura de Curado	67
4.6	Conclusiones	72

5	Análisis termo-mecánico de presas de HCR	75
5.1	Introducción	75
5.1.1	Presas españolas de hormigón compactado	79
5.2	La presa de Rialb	81
5.2.1	Geometría	82
5.2.2	Materiales	83
5.2.3	Ritmo de ejecución	88
5.3	Caso de referencia	91
5.3.1	Modelo numérico	91
5.3.2	Estimación de los parámetros	93
5.3.3	Análisis térmico bidimensional	94
5.3.4	Análisis mecánico	109
5.3.5	Fisuración térmica del bloque 6	117
5.4	Construcción en 13 meses	120
5.4.1	Ritmo de ejecución	122
5.4.2	Análisis térmico	122
5.4.3	Análisis mecánico	124
5.4.4	Conclusiones	131
6	Conclusiones	133
6.1	Conclusión	133
6.2	Desarrollos futuros	135

Índice de Figuras

2.1	Evolución de la temperatura (a) y de la afinidad química normalizada (b) en un test adiabático	12
2.2	(a) Evolución del grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (b) Evolución de la resistencia a compresión para diferentes temperaturas de curado.(c) Relación resistencia–grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (d) Relación resistencia–grado de hidratación en condiciones adiabáticas.	17
2.3	Envejecimiento mecánico relativo.	21
3.1	Dos criterios de daño diferentes.	29
3.2	Aplicación del espacio de tensiones (a) normalizado al (b) real.	31
3.3	Curvas tensión–deformación uniaxiales.	33
3.4	Resultados para el hormigón C-30	38
3.5	Resultados para el hormigón C-70	39
3.6	Resultados para el hormigón C-100	40
3.7	Modelo reológico para el comportamiento a largo plazo.	43
4.1	Morfología de las cenizas volantes	55
4.2	Efecto de las cenizas volantes en la evolución de la tasa de calor de hidratación del cemento (Jawed y Skalny 1991)	58
4.3	Demanda de agua en kg/m^3 de conglomerante como función de la relación cenizas-cemento (Beretka 1979)	59
4.4	Influencia del contenido de cenizas volantes en la trabajabilidad (Venuat y Alexandre 1966)	60

4.5	Calor de hidratación para diversos porcentajes de sustitución de cenizas volantes. Ensayo semi-adiabático (Sánchez-Rojas et al. 1993)	61
4.6	Influencia del contenido de cenizas volantes en la resistencia a compresión y a flexo-tracción (Polanco et al. 1995)	63
4.7	Curvas $\sigma - \varepsilon$ para un hormigón sin cenizas volantes y para el mismo hormigón con una relación (f/c) de 0,3 a edades de 3, 7 y 21 días (Schubert 1991)	65
4.8	Resistencia a tracción para diferentes porcentajes de cenizas volantes en función de la temperatura: (a) 7 días, (b) 28 días, (c) 90 días (Moragues et al. 1994).	68
4.9	Influencia del incremento de la temperatura de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión (Williams y Owens 1982)	69
4.10	(a) Influencia del incremento de la temperatura de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión a 28 días. (b) Resistencia última alcanzada para el hormigón con cenizas, para un curado de dos años	70
4.11	Desarrollo de la resistencia a compresión: (a) curado en condiciones normales, (b) curado en condiciones adiabáticas (Bamforth 1980)	71
4.12	Curvas $\sigma - \varepsilon$ para un hormigón con un contenido ($f/c = 25\%$) a una edad de 200 días curado a $21,3\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Nickol 1996)	72
5.1	Presa de Rialb (LLeida)	81
5.2	Distancia de separación entre juntas transversales en la presa de Rialb.	83
5.3	Sección tipo de la presa de Rialb. Materiales utilizados (Alcaraz y Lacasta 1996)	84
5.4	(a)Evolución de las temperaturas en condiciones adiabáticas y (b)Evolución de la resistencia en condiciones isotérmicas.	87
5.5	Evolución de las temperaturas del salto adiabático a largo plazo	89
5.6	Ritmo de ejecución del bloque 1 de la presa de Rialb.	90

5.7	Temperaturas medias mensuales registradas durante el año 1997 en la presa Rialb.	92
5.8	Ubicación de los termómetros instalados en el bloque 1	95
5.9	Termómetros: (a) 352-05 y (b) 360-05.	96
5.10	Termómetros: (a) 392-06 y (b) 408-05	97
5.11	Termómetros: (a) 377-02 y (b) 377-05.	98
5.12	Termómetros: (a) 392-06 para los cuatro primeros meses y (b) 360-05 para los cinco primeros meses.	98
5.13	Termómetros: (a) 352-02 y (b) 408-02, situados a 1,25 m del paramento aguas arriba.	99
5.14	Termómetros: 352-05 y 352-05p para los primeros cuatro meses.	100
5.15	Termómetros: (a) 392-02, (b) 392-04, (c) 392-05, (d) 392-06, (e) 392-07, (f) 392-08.	102
5.16	Evolución de las temperaturas a corto plazo.	103
5.17	Evolución de las temperaturas a largo plazo.	105
5.18	Evolución de la temperatura a largo para diferentes cotas.	106
5.19	Variación estacional de las temperaturas.	107
5.20	Distribución de: (a) Resistencia a compresión y (b) Resistencia tracción, un año después de la finalización de la presa.	108
5.21	Distribución de: (a) Resistencia a compresión y (b) Resistencia tracción, dos años después de la finalización de la presa.	109
5.22	Evolución a corto plazo de las tensiones longitudinales para diferentes cotas.	112
5.23	Evolución a largo plazo de las tensiones longitudinales para diferentes cotas.	113
5.24	Evolución de la resistencia a tracción a corto plazo.	114
5.25	Evolución a largo plazo del índice de tracción.	114
5.26	Evolución a corto plazo del índice de tracción.	116
5.27	Evolución a largo plazo del índice de tracción.	118
5.28	Evolución estacional del índice de tracción.	119

5.29	Evolución del índice de tracción con interrupción del proceso de construcción.	121
5.30	Evolución a corto plazo de la temperatura para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.	123
5.31	Evolución a largo plazo de la temperatura para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.	123
5.32	Evolución de las temperaturas a corto plazo construyéndose en 13 meses.	125
5.33	Evolución de las temperaturas a largo plazo construyéndose en 13 meses.	126
5.34	Evolución a corto plazo de las tensiones longitudinales para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.	127
5.35	Evolución a largo plazo de las tensiones longitudinales para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.	127
5.36	Evolución a largo plazo del índice de tracción para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.	128
5.37	Evolución a corto plazo del índice tracción construyéndose en 13 meses.	129
5.38	Evolución a largo plazo del índice tracción construyéndose en 13 meses.	130

Índice de Tablas

3.1	Propiedades para las simulaciones mecánicas a corto plazo. .	34
4.1	Composición de las cenizas volantes de la central térmica de Andorra (Teruel), usadas en los hormigones de la presa de Rialb	54
4.2	Valor de las propiedades térmicas para diferentes adiciones de cenizas para un curado de 91 días. (Omran et al. 1995) .	66
5.1	Cuadro de dosificaciones de los hormigones utilizados en la presa de Rialb	84
5.2	Aspectos principales de la presa de Rialb	86
5.3	Propiedades de los materiales utilizados en la presa de Rialb.	86
5.4	Propiedades utilizadas para el análisis numérico.	88
5.5	Propiedades utilizadas para el análisis mecánico.	111

Capítulo 1

Introducción y Objetivos

1.1 Introducción

El estudio de los riesgos de fisuración en presas de hormigón es una tarea de vital importancia durante el proceso de diseño y construcción de la obra. Esta fisuración puede ser originada por múltiples causas, tales como la retracción o los efectos térmicos, originando, en cualquier caso, una disminución en la durabilidad de la estructura. Por esta razón se hace necesaria la realización de estudios detallados sobre la evolución de las tensiones en el hormigón a tempranas edades, con el objetivo de mantener el riesgo de fisuración dentro de niveles aceptables.

Los fenómenos que se producen en las primeras edades del hormigón son muy diversos y complejos. La hidratación, el envejecimiento, la retracción, la fluencia, los efectos térmicos y la fisuración son los más importantes. Estos fenómenos interactúan entre sí, por lo que se hace necesario disponer de un modelo numérico que tenga en cuenta todos estos efectos.

Por otra parte, durante el proceso de fraguado y endurecimiento del hormigón, el calor de hidratación del conglomerante origina un importante aumento de temperatura dentro de la masa del hormigón, llegándose a incrementos de 50-60° en condiciones adiabáticas. Dada la baja conductividad del hormigón, unida a los fenómenos de radiación y convección con el ambiente, se pueden generar gradientes térmicos significativos entre el interior y el exterior de la estructura. Tales gradientes, asociados a distribuciones no lineales de temperatura, unidos a la restricción a la contracción volumétrica que impone la cimentación, ocasionan tensiones térmicas de tracción que

pueden provocar la fisuración del hormigón a tempranas edades, cuando aún no se ha desarrollado suficientemente toda su resistencia.

Hoy en día se acepta que la fisuración de origen térmico a tempranas edades es un problema intrínseco de las estructuras con grandes volúmenes de hormigón, como es el caso de las presas. El desafío ingenieril radica en encontrar un diseño que, unido a una tecnología de construcción y a un estricto control de calidad, reduzca al máximo el riesgo de fisuración, ya sea de origen térmico o debido a otras causas.

Uno de los principales problemas de la fisuración de las estructuras de hormigón a tempranas edades son las consecuencias sobre la futura durabilidad de la estructura, puesto que, entre otras razones, aumenta su permeabilidad, permitiendo una penetración más rápida de los gases y líquidos. Este fenómeno agrava los problemas causados por procesos como el hielo-deshielo, las filtraciones, etc.

Por otra parte, es necesario contar con herramientas que permitan calcular y predecir la evolución de las tensiones y temperaturas a tempranas edades para dar apoyo a la toma de decisiones durante la construcción y diseño de las presas.

Numerosas técnicas constructivas se han ensayado hasta la fecha con objeto de controlar las temperaturas máximas alcanzadas en la masa del hormigón. El uso de conglomerantes de bajo calor de hidratación, mediante la adición de cenizas volantes o de puzolanas naturales, de métodos de pre-refrigeración del hormigón, como el riego de áridos para reducir su temperatura, de post-refrigeración, mediante serpentines embebidos en el hormigón. Incluso se han ensayado técnicas de refrigeración del hormigón mediante hidrógeno líquido, aunque con resultados desalentadores, como en la presa de Rialb. Es preciso, por tanto, ante la magnitud de las inversiones necesarias para reducir la temperatura del hormigón, conocer el alcance que pueden tener dichas medidas en el comportamiento térmico y tensional de la estructura.

Este trabajo se centra en el estudio del riesgo de fisuración de origen térmico para presas de hormigón compactado con rodillo (HCR). Esta técnica ha surgido en los últimos años como alternativa a las presas de materiales sueltos. Las presas de HCR reúnen las características propias del hormigón, tales como la resistencia a la erosión, las propiedades mecánicas y la durabilidad, con la rapidez y eficacia en la puesta en obra de las presas de materiales sueltos. Además, la nueva normativa en la seguridad de

presas penaliza a estas últimas, que deben construir grandes elementos de desagüe fuera del cuerpo de presa, con el consiguiente coste económico.

La tecnología del hormigón compactado con rodillo se basa en la construcción de presas a base de la extensión y posterior compactación de tongadas delgadas, de unos 0.3 m, utilizando para ello la maquinaria habitualmente empleada en los movimientos de tierra, esto es, palas extendedoras, rodillos vibrantes, etc.

El HCR implica, por tanto, una gran velocidad de construcción, lo que obliga a utilizar mezclas de bajo contenido en cemento, generalmente con importantes adiciones de cenizas volantes, con objeto de reducir al mínimo el calor generado por la reacción de hidratación del hormigón. No obstante, un ritmo de construcción elevado puede dar lugar a fuertes aumentos de temperatura, lo que hace necesario su control, junto con el de las tensiones que ésta genera.

Por ello, es necesaria la realización de un análisis termo-mecánico de las presas de HCR que tenga en cuenta los fenómenos de hidratación y envejecimiento del hormigón, así como el ritmo de construcción, la ejecución tongada a tongada y todas las características propias de la tecnología del hormigón compactado. A partir de estos análisis se puede determinar el riesgo de fisuración de origen térmico de la presa y, por tanto, las medidas a tomar en ese caso, tales como la disminución de la distancia entre juntas de dilatación, métodos de pre-refrigeración del hormigón que permitan disminuir su temperatura de puesta en obra, medidas a tomar en caso de interrupción de la construcción, etc.

1.2 **Objetivos**

Ante la problemática anteriormente comentada, en el presente trabajo se plantean los siguientes objetivos:

1. Presentación del modelo termo-químico-mecánico desarrollado por M. Cervera, J. Oliver y T. Prato (Cervera et al. 1998), (Cervera et al. 1999a), (Prato 1999), que permite la simulación numérica del proceso de hidratación, envejecimiento, degradación y fluencia del hormigón, mediante una implementación dentro del marco del Método de los Elementos Finitos. Dentro de esta temática se presentan una serie de

ensayos de laboratorio para distintos tipos de hormigón convencional, con la correspondiente validación numérica.

2. Realización de un análisis termo-mecánico durante la construcción de la presa de Rialb, realizada mediante la técnica del hormigón compactado con rodillo. En un principio, se pretende validar para hormigones con cenizas volantes el modelo numérico de simulación de la hidratación del hormigón presentado, utilizando para ello el hormigón compactado de la presa de Rialb.

Seguidamente, se presenta la metodología a seguir en un análisis termo-mecánico de presas de HCR, describiendo los parámetros más importantes que intervienen. Se comprueba la bondad de esta metodología comparando los resultados obtenidos directamente en obra a partir de una serie de termómetros instalados en el cuerpo de presa con los resultados obtenidos a partir del modelo numérico utilizado.

Posteriormente, se realizan una serie de análisis que simulan la construcción de la presa en un tiempo más reducido, con un doble objetivo: demostrar la capacidad del modelo numérico de simular adecuadamente todo tipo de hipótesis constructivas y ver la potencialidad de la tecnología del HCR, no suficientemente explotada hoy día.

3. Para finalizar, se intenta dar toda una serie de pautas a seguir en posteriores desarrollados a realizar, tanto a nivel del modelo numérico de simulación del comportamiento del hormigón como del análisis de presas de HCR.

Capítulo 2

Hidratación

2.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta un modelo de hidratación y envejecimiento del hormigón a tempranas edades, desarrollado por los profesores M. Cervera, J. Oliver y T. Prato. Entre otras características importantes, el modelo tiene en cuenta los efectos de la temperatura de curado en el desarrollo de la resistencia. Una ampliación del modelo presentado, así como un amplio conjunto de validaciones numéricas y referencias bibliográficas puede encontrarse en las siguientes publicaciones: Cervera et al. (1998), Cervera et al. (1999) y en Prato (1999).

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. 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.

A la vista de lo anterior, en el modelo aquí presentado 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. 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

Se define la *amplitud de hidratación*, χ , 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 χ

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

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 C es la 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 el término 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). Identificando la velocidad de liberación del calor con la velocidad de reacción propiamente dicha se obtiene una dependencia lineal de la forma

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

donde Q_χ 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 a la energía libre, 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_χ y $A_{\chi 0}$ son propiedades materiales y χ_∞ es el valor final de χ .

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_χ 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 $A_\chi - \chi$

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 χ , 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 termo-activada. 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 η_χ es la viscosidad en el proceso de 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. Numerosos autores 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 η_χ es una función creciente de χ , ya que el crecimiento de las capas de hidratos aumenta el tiempo de difusión del agua libre para llegar al cemento no hidratado. Se propone en el siguiente modelo considerar $\eta_\chi = \eta_\chi(\chi)$ de la forma

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

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

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

que se satisface automáticamente si $\eta_{\chi_0} \geq 0$. Ahora, a partir de las Ecs.(2.7) y (2.10), la Ec.(2.9) puede reescribirse de la forma

$$\dot{\chi} = \frac{k_{\chi}}{\eta_{\chi_0}} \left(\frac{A_{\chi_0}}{k_{\chi}\chi_{\infty}} + \chi \right) (\chi_{\infty} - \chi) \exp \left(-\bar{\eta} \frac{\chi}{\chi_{\infty}} \right) \exp \left(-\frac{E_a}{RT} \right) \geq 0 \quad (2.12)$$

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

2.2.2 Grado de hidratación

Por razones de índole práctica es conveniente reescribir el modelo en función de una variable normalizada denominada *grado de hidratación*, definida como $\xi = \chi/\bar{\chi}_{\infty}$, donde χ es el número de moles de agua combinada por unidad de volumen (amplitud de hidratación) y, $\bar{\chi}_{\infty}$ y es el valor final de χ 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, $\xi_{\infty} < 1$. El valor final del grado de hidratación ξ_{∞} es función de la relación agua/cemento de la mezcla y puede ser estimado a partir de la misma, por ejemplo de la forma

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

Ahora, definiendo las constantes materiales $Q_{\xi} = Q_{\chi}\bar{\chi}_{\infty}$, $k_{\xi} = k_{\chi}\bar{\chi}_{\infty}^3$, $A_{\xi_0} = A_{\chi_0}\bar{\chi}_{\infty}$ y $\eta_{\xi_0} = \eta_{\chi_0}\bar{\chi}_{\infty}^2$, 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}_{∞} es la cantidad final de calor liberado en condiciones ideales

La contribución química a la energía libre, dado por 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

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

La función $\tilde{A}_\xi(\xi) = A_\xi/\eta_\xi$ representa 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_∞^{ad} es la temperatura final alcanzada. También se puede evaluar el valor medio de la constante Q_ξ 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}_∞^{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

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

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_ξ/η_{ξ_0} , A_{ξ_0}/k_ξ 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 termo-activado. La temperatura sube rápidamente durante las primeras horas,

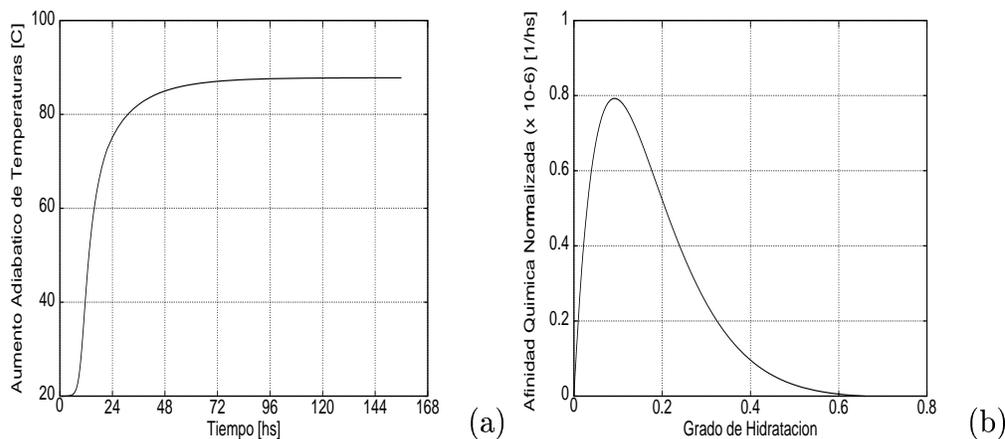


Figura 2.1: Evolución de la temperatura (a) y de la afinidad química normalizada (b) en un test adiabático

hasta que el grado de hidratación alcanza un valor cercano al límite de percolación, ξ_{set} entendiéndose como límite de percolación el momento a partir del cual el hormigón puede comenzar a considerarse un sólido. A nivel microestructural este momento se corresponde con el comienzo de la fase de formación del esqueleto sólido. En ese momento 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.

2.2.5 Grado de hidratación y madurez

Desde su introducción por Saúl (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. 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 lo que conduce a un concepto de madurez definido como

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

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

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

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

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

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 Sección 2.3.

2.3 Modelo de envejecimiento

Se conoce como envejecimiento al fenómeno por el cual varían las propiedades físicas del hormigón durante el proceso de fraguado. El cambio de las concentraciones y las propiedades físicas de los constituyentes básicos del cemento debido a la reacción química de hidratación hace que durante la reacción varíen las propiedades mecánicas macroscópicas del hormigón. Además, este cambio de la microestructura durante el fraguado también provoca una modificación en las propiedades térmicas del material.

Durante las últimas décadas se han propuesto numerosos modelos de envejecimiento en los que las propiedades mecánicas del hormigón joven se

expresan en función del grado de hidratación o, alternativamente, en función de la madurez. 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. Por tanto, 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.

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 anteriormente, 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 $\lambda_f^-(\xi)$, de la forma

$$f^-(\xi) = \lambda_f^-(\xi) f_{\infty}^- a \quad (2.26)$$

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

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

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

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

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

$$\lambda_{f,\xi}^-(\xi) = A_f \xi + B_f \quad \text{para} \quad \xi \geq \xi_{set} \quad (2.28)$$

donde ξ_{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. En la literatura se han propuesto valores $\xi_{set} = 0.1$ a 0.4 .

Se puede considerar una relación lineal con $A_f = 2f_{set}^-/(f_\infty^- \xi_{set}^2)$ y $B_f = 0$ 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, κ , 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 κ 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.

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

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

donde se ha introducido el término λ_T para incluir de forma explícita la influencia de la temperatura de curado. Para el término λ_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_{∞}^- , 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.

La Figura 2.2 indica 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, ξ_{∞} , es el mismo para todas las temperaturas, ya que éste depende, fundamentalmente, de la relación agua/cemento de la mezcla.

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 mencionadas con anterioridad. 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,

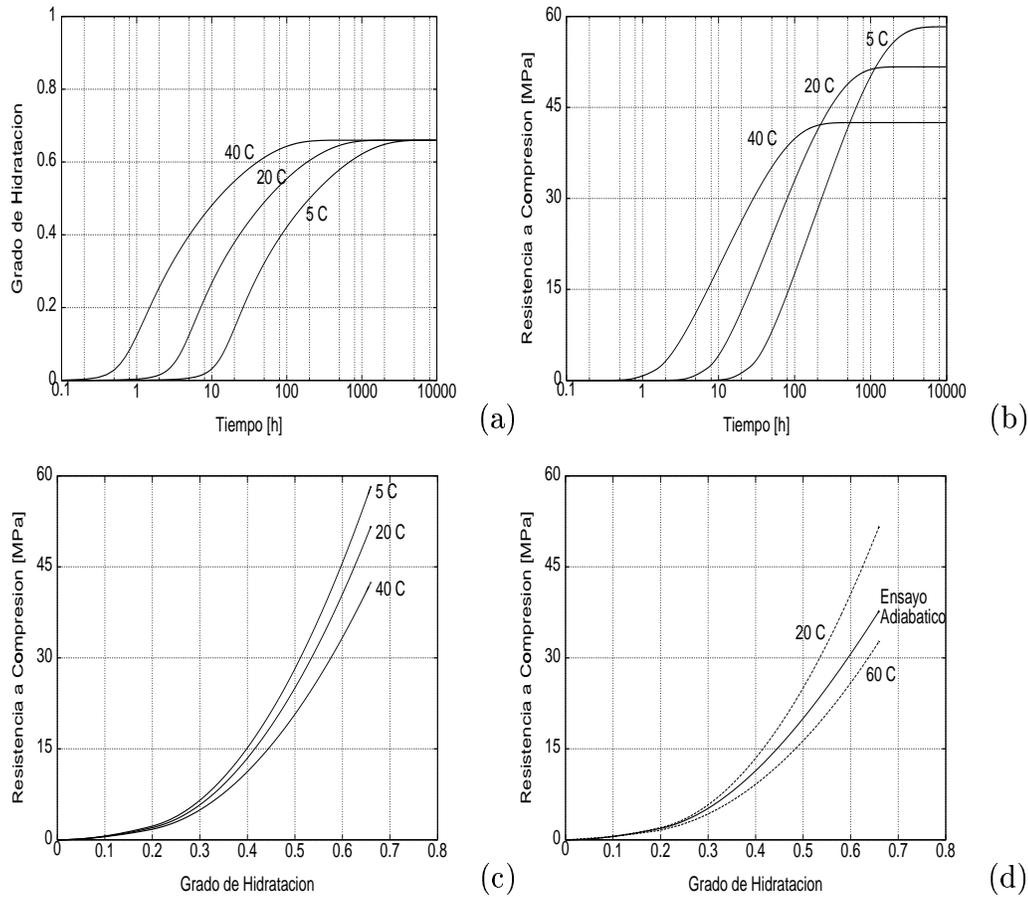


Figura 2.2: (a) Evolución del grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (b) Evolución de la resistencia a compresión para diferentes temperaturas de curado. (c) Relación resistencia–grado de hidratación a diferentes temperaturas de curado; (d) Relación resistencia–grado de hidratación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

tal como se muestra 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 de 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.

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 viene dada por las Ecs. (2.16) y (2.32), respectivamente

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

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

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

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

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 $\bar{\xi} = \xi_{\infty}$ se tiene

$$\frac{(\kappa_1^{iso})_{\infty}}{(\kappa_2^{iso})_{\infty}} = \frac{\lambda_T(T_1^{iso})}{\lambda_T(T_2^{iso})} = \left(\frac{T_T - T_1^{iso}}{T_T - T_2^{iso}} \right)^{n_T} \quad (2.37)$$

y tomando $T_2^{iso} = T_{ref}$, se llega a que

$$\kappa_{\infty}^{iso} = \lambda_T(T^{iso}) = \left(\frac{T_T - T^{iso}}{T_T - T_{ref}} \right)^{n_T} \quad (2.38)$$

ya que, dada la definición de la función $\lambda_f^-(\xi)$ 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):

$$f^-(\kappa_{\infty}^{iso}) = \kappa_{\infty}^{iso} f_{\infty}^- \quad (2.39)$$

donde $f^-(\kappa_{\infty}^{iso})$ será mayor o menor que la resistencia de referencia, f_{∞}^- , 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 $\lambda_{f,\xi}^-(\xi)$, 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_{∞} 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_{∞}^{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

$$f^+(\kappa) = \lambda_f^+(\kappa) f_{\infty}^+ = \kappa^{2/3} f_{\infty}^+ \quad (2.40)$$

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

$$E(\kappa) = \lambda_E(\kappa) E_{\infty} = \kappa^{1/2} E_{\infty} \quad (2.41)$$

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

$$K(\kappa) = \lambda_E(\kappa) K_{\infty} \quad \text{y} \quad G(\kappa) = \lambda_E(\kappa) G_{\infty} \quad (2.42)$$

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.(2.40) y(2.41) deben ser confirmadas experimentalmente. En la literatura se describe que la resistencia a tracción se desarrolla más rápidamente que la resistencia a compresión, pero más lentamente que el módulo elástico. 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.

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.

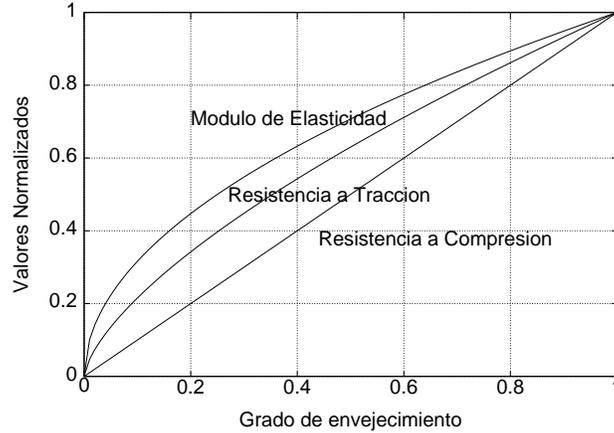


Figura 2.3: Envejecimiento mecánico relativo.

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

$$G_f^+(\kappa) = \lambda_G^+(\kappa) G_{f\infty}^+ \quad \text{y} \quad G_f^-(\kappa) = \lambda_G^-(\kappa) G_{f\infty}^- \quad (2.43)$$

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

$$\lambda_G^+(\kappa) = \frac{\lambda_f^+(\kappa)^2}{\lambda_E(\kappa)} = \kappa^{5/6} \quad (2.44)$$

$$\lambda_G^-(\kappa) = \frac{\lambda_f^-(\kappa)^2}{\lambda_E(\kappa)} = \kappa^{3/2} \quad (2.45)$$

Los datos experimentales publicados al respecto indican que el exponente que relaciona la energía de fractura a tracción con el parámetro κ

varían entre 0,46 y 1,10, con un valor medio de 0,87. Estos resultados son consistentes con la presente propuesta de $5/6$.

Capítulo 3

Degradación

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, en la Sección 3.3, 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.

Finalmente, la Sección 3.4 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.

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 resistencia a tracción y compresión, lo que comporta curvas tensión–deformación muy diferentes en ambos regímenes;
- (b) la recuperación de rigidez si, 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 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 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 Faria y Oliver (1993), 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*

“la deformación asociada a un estado dañado bajo una tensión aplicada σ 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

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

donde $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ 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 κ del tensor constitutivo $\mathbf{D}(\kappa)$ indica que los módulos elásticos se definen en función de éste.

Dado que el 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 Faria y Oliver (1993), Cervera et al. (1995, 1996) y Faria et al. (1998)

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

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

3.2.2 Energía libre y ecuación constitutiva

En esta Sección se trata el comportamiento mecánico instantáneo del hormigón. La denominación “instantáneo” 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 la duración típica de 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, ξ y κ . 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 3.4 se considera la extensión del modelo al comportamiento mecánico a largo plazo (bajo carga sostenida), y en él no es de aplicación la presente observación.

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

$$W_e^\pm = W_e^\pm(\boldsymbol{\varepsilon}_e) = \frac{1}{2} \overline{\boldsymbol{\sigma}}^\pm : \mathbf{D}^{-1} : \overline{\boldsymbol{\sigma}} \quad (3.3)$$

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

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

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

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 describir 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 τ^+ , y una norma efectiva (normalizada) de compresión τ^- . En este trabajo, estas normas se definen de la forma

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

donde 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}^+ y \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 (2.40) 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

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

Las variables r^+ y r^- son variables internas normalizadas, tipo deforma-

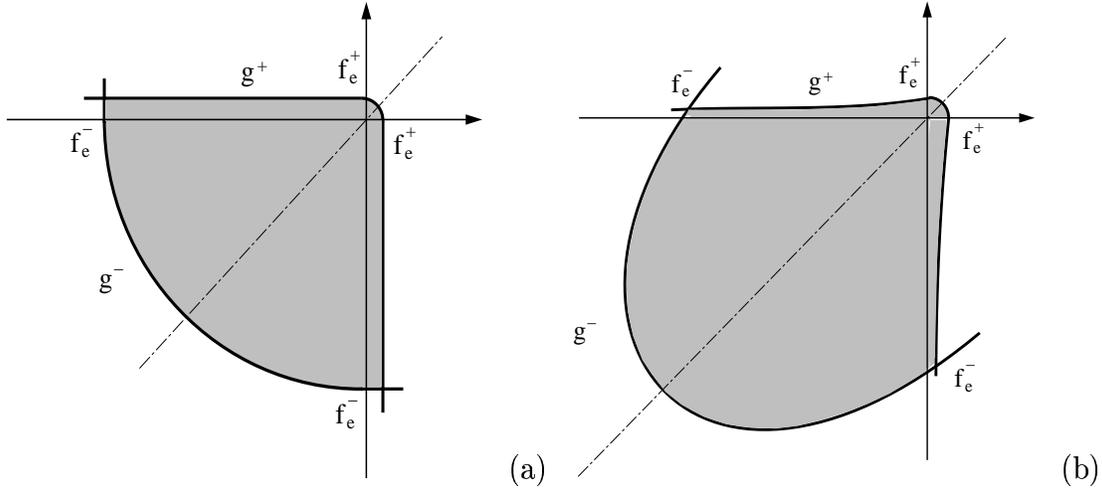


Figura 3.1: Dos criterios de daño diferentes.

ción, 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

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

donde \mathbf{I} es el tensor unidad de cuarto orden, $\mathbf{1}$ es el tensor unidad de segundo orden y γ^\pm es un parámetro relacionado con las resistencias equibiaxiales a tracción/compresión. Llamando ρ^\pm a la relación entre las correspondientes resistencias biaxial y uniaxial, se tiene la siguiente correspondencia entre γ^\pm y ρ^\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 utilizar

- (c) $\gamma^\pm = \nu$, $\mathbf{C}^\pm = \overline{\mathbf{D}}^{-1} = (\mathbf{D}/E)^{-1}$, 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) $\mathbf{C}^\pm = \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1 \otimes \mathbf{e}_1$.

Sin embargo, en este caso \mathbf{C}^\pm no es ni isótropo ni definido positivo y, entonces, la Ec.(3.7) define solamente una seminorma.

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

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

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

$$\hat{\tau}^\pm = \left[\overline{\boldsymbol{\sigma}}^\pm : \mathbf{C}^\pm : \overline{\boldsymbol{\sigma}} \right]^{1/2} \quad \text{y} \quad \hat{r}^\pm = f_e^\pm r^\pm \quad (3.12)$$

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.(2.40)), 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 κ .

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 carga–descarga y la condición de consistencia, 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 $\dot{r}^\pm = \dot{\tau}^\pm$. Ésta, a su vez, lleva a la determinación explícita de los valores actuales de las variables internas en la forma

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

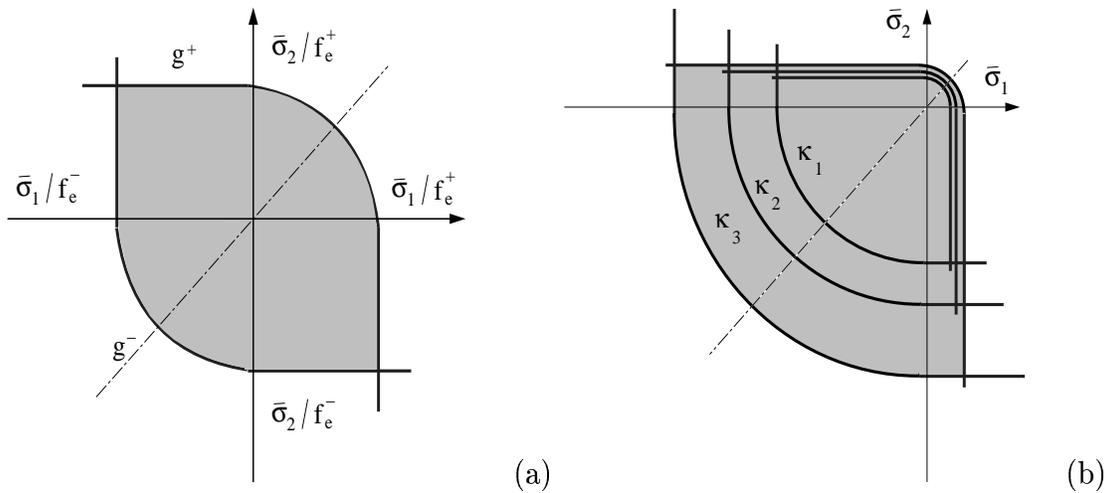


Figura 3.2: Aplicación del espacio de tensiones (a) normalizado al (b) real.

Nótese que la Ec.(3.14) permite calcular los valores actuales de r^\pm en función de los valores actuales de τ^\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 las 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.

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.

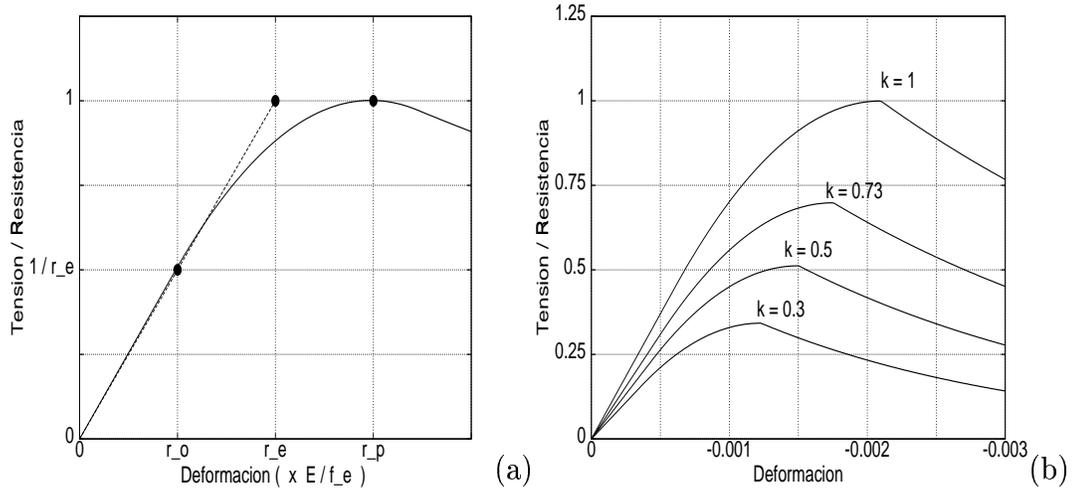


Figura 3.3: Curvas tensión–deformación uniaxiales.

Nótese que la dependencia de las energías de fractura del grado de envejecimiento definidas por el modelo de envejecimiento implica que la fracción EG_f/f^2 no depende de κ , de manera que $EG_f/f^2 = E_\infty G_{f_\infty}/f_\infty^2$, donde el subíndice (∞) 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 $r_0 = r_e = r_p$, 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).

3.3 Simulaciones numéricas

Esta Sección presenta la validación del modelo termo–químio–mecánico descrito anteriormente. Todos los problemas aquí presentados se resuelven avanzando paso a paso en el tiempo. Para los problemas puramente químio–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–químio–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.

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
ξ_∞	0,75	0,63	0,55
$k_\xi/\eta_{\xi 0} [10^6 1/h s]$	1,40	1,40	4,15
$\bar{\eta}$	7,0	6,70	7,20
$A_{\xi 0}/k_\xi$	10^{-4}	10^{-4}	10^{-18}
$E_a/R [10^3 \text{ } ^\circ K]$	4,00	4,00	4,00
$Q_\xi [10^8 J/m^3]$	1,58	2,23	2,85
ξ_{set}	0,20	0,20	0,20
A_f	1,50	1,05	3,42
B_f	0,23	0,92	-0,23
$f_\infty^- [MPa]$	34,5	89,0	109,0
$T_T [^\circ C]$	100,0	100,0	100,0
$T_{ref} [^\circ C]$	21,0	21,0	21,0
n_T	0,42	0,10	0,00
$E_\infty [GPa]$	29,6	40,5	46,4
r_e^-	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.

En esta Sección se compara 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. 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 microsílíce, respectivamente. También se añadió superplastificante a estas dos últimas mezclas.

La Tabla 3.1 presenta los valores numéricos de las propiedades que se han utilizado 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.

3.3.1 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.

En las Figuras 3.4, 3.5 y 3.6 se muestran los resultados obtenidos para los experimentos realizados sobre las muestras de C-30, C-70 y C-100, res-

pectivamente. La Figura 3.4(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 3.4(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 3.4(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 3.5(a), (b) y (c) y las Figuras 3.6(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.

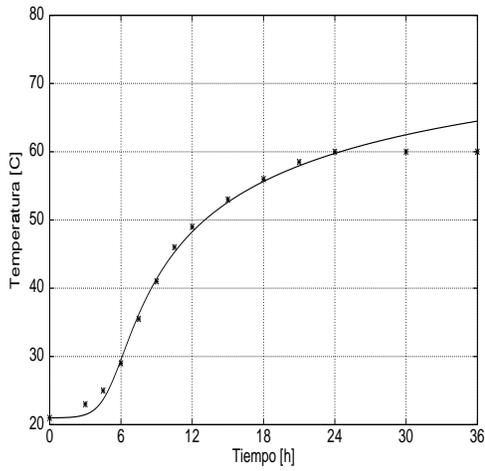
3.3.2 Ensayos isotérmicos

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 en condiciones que pueden considerarse como prácticamente isotérmicas.

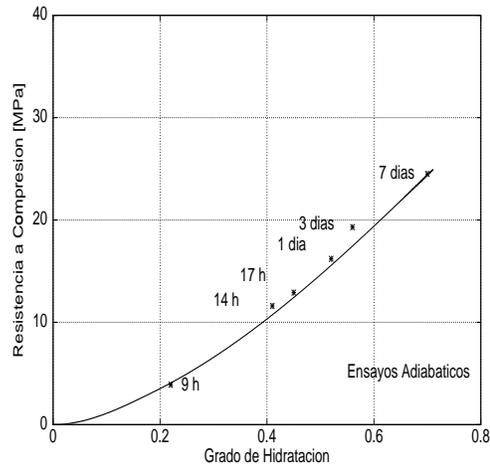
De nuevo, las Figuras 3.4, 3.5 y 3.6 muestran resultados correspondientes a las mezclas C-30, C-70 y C-100, respectivamente. La Figura 3.4(d) muestra las curvas tensión-deformación obtenidas en ensayos uniaxiales de compresión realizados a diferentes edades: 1, 3, 7, 14, 28 y 91 días. El acuerdo entre 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 3.5(d) y la Figura 3.6(d) muestran análogos resultados para los tests isotérmicos realizados con muestras de las mezclas C-70 y C-100, respectivamente.

La Figura 3.4(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.

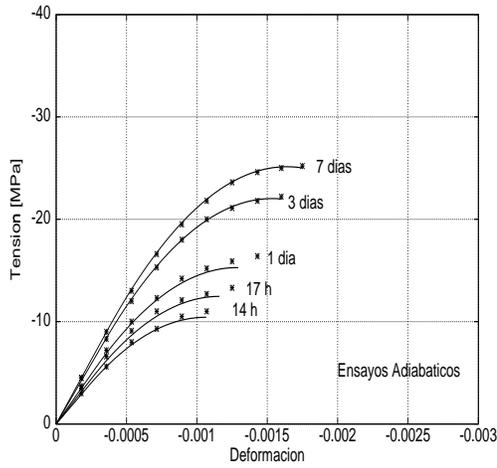
La Figura 3.4(f) muestra la evolución del módulo elástico del hormigón C-30 en el tiempo, tanto para los ensayos adiabáticos como isotérmicos. La tendencia que sigue dicha evolución es muy similar a la de la evolución de la resistencia. Nótese que tanto la evolución de la resistencia como la de la rigidez son muy bien reproducidas por el modelo de envejecimiento.



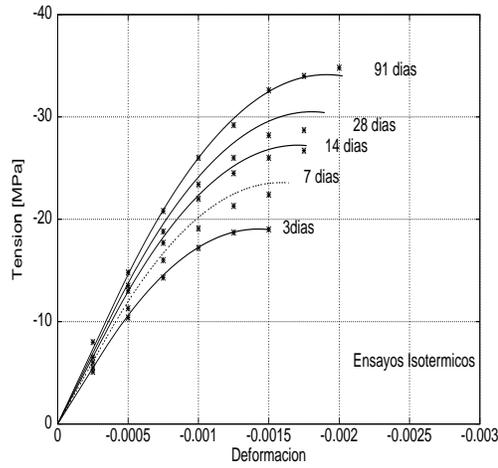
(a)



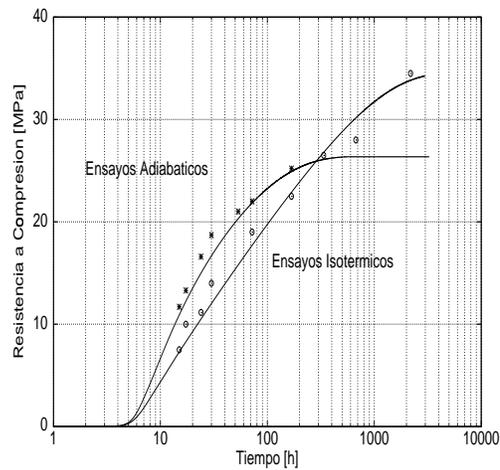
(b)



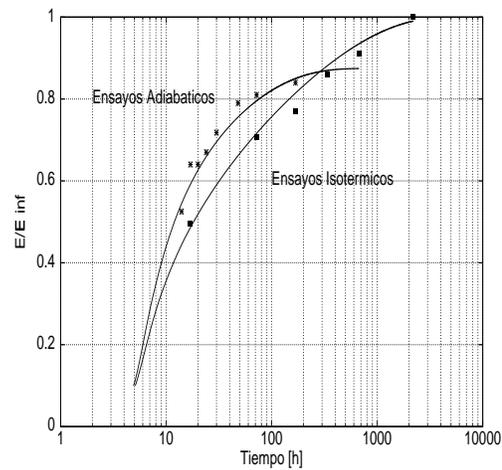
(c)



(d)

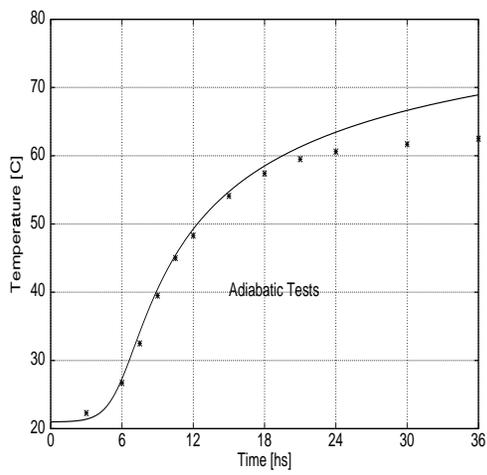


(e)

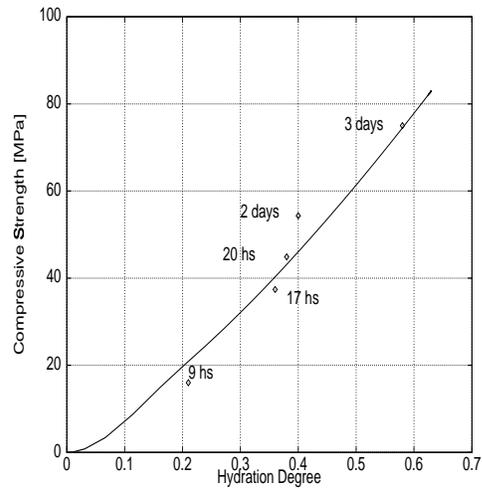


(f)

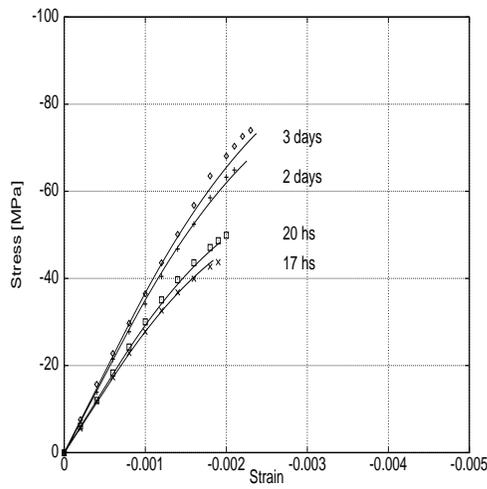
Figura 3.4: Resultados para el hormigón C-30



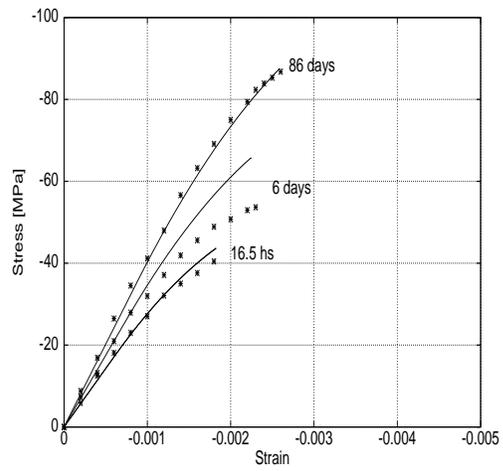
(a)



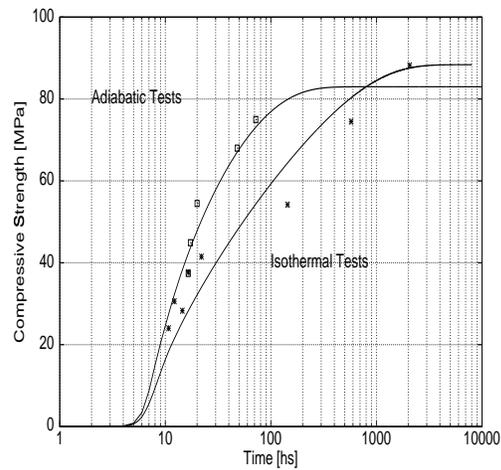
(b)



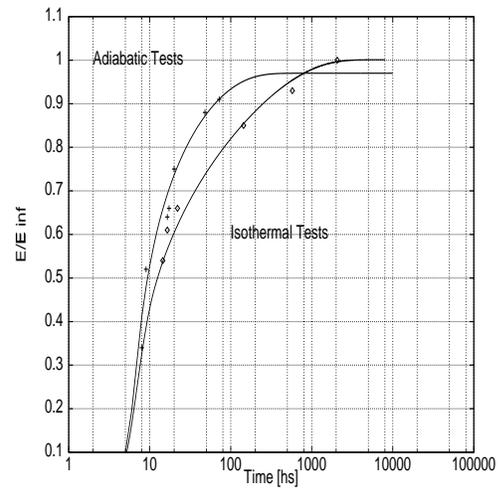
(c)



(d)

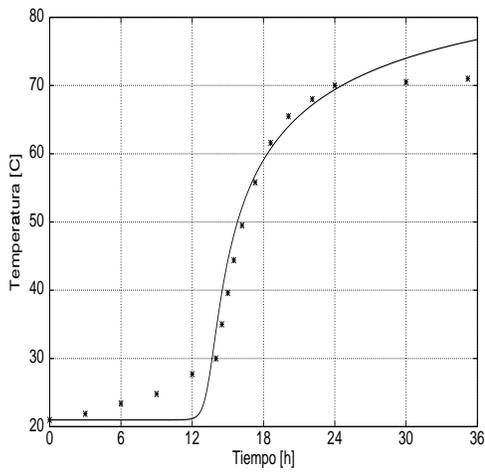


(e)

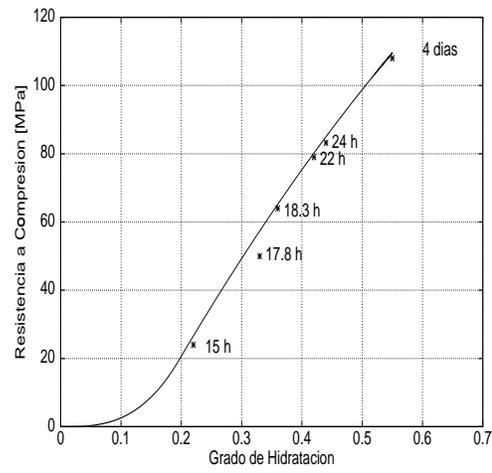


(f)

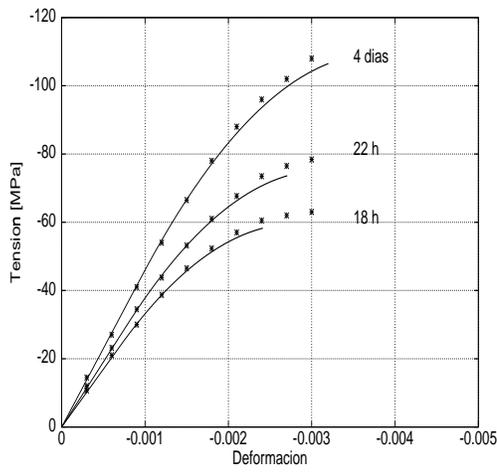
Figura 3.5: Resultados para el hormigón C-70



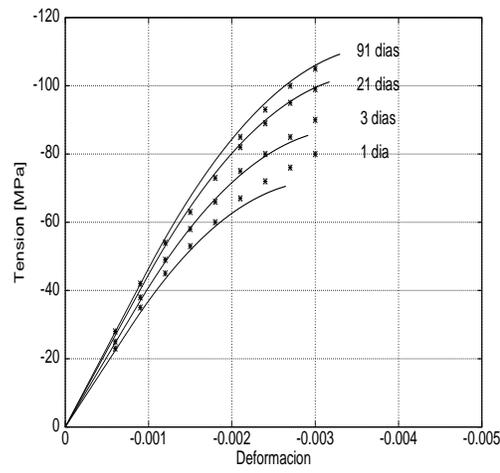
(a)



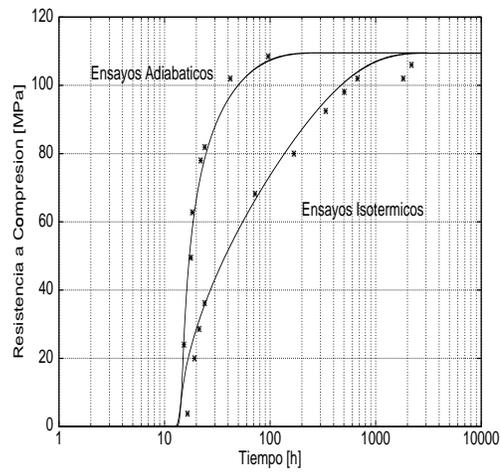
(b)



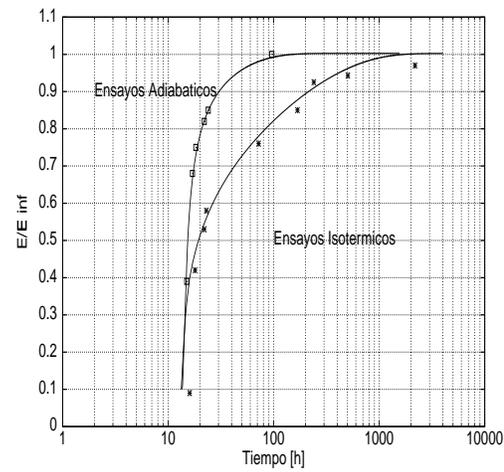
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 3.6: Resultados para el hormigón C-100

Las Figuras 3.5(e) y (f) y las Figuras 3.6(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 Sección 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 Modelo mecánico diferido

El modelo mecánico presentado en el Capítulo 2 es capaz de describir el comportamiento mecánico a corto plazo del hormigón a tempranas edades. En esta Sección se considera la inclusión del comportamiento a largo plazo, es decir, 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 el Apartado 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 aquélla 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.

3.4.1 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. Este procedimiento es claramente inadecuado para las aplicaciones numéricas, debido a que requiere una gran cantidad de memoria y tiempo

de cálculo.

Se considera en el presente trabajo 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 fluencia desarrollada en serie de Dirichlet. Esto conduce a una cadena generalizada de Kelvin con una disposición en serie de sus elementos

Aunque ambos procedimientos son completamente equivalentes siempre que se tome un número suficientemente grande de términos en el desarrollo de la serie exponencial, el primero de ellos 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 y en este sentido aquél resulta preferible.

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, η^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 3.7 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 evolucionan de forma proporcional a una función y con 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

De ahora en adelante 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_∞^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, τ^i , permanecen constantes.

Este modelo es equivalente al modelo que surge de la Teoría de la Solidificación 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, σ^i para $i = 1, \dots, N$, esto es

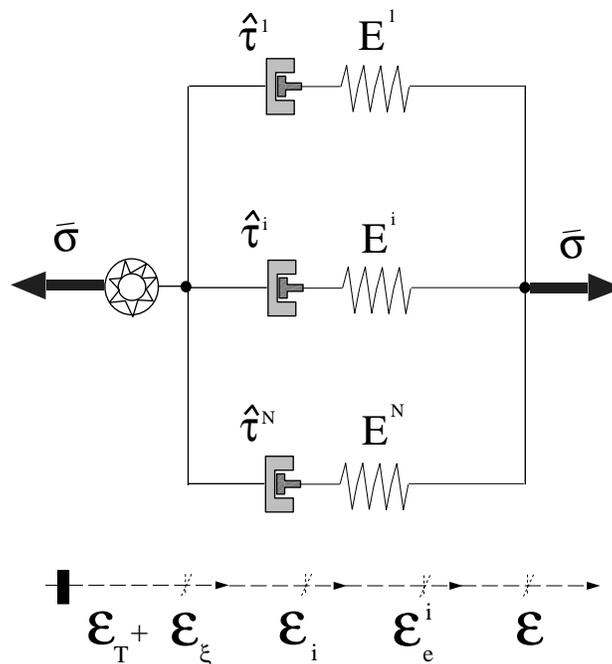


Figura 3.7: Modelo reológico para el comportamiento a largo plazo.

$$\boldsymbol{\sigma} = \sum_{i=1}^N \boldsymbol{\sigma}^i \quad (3.18)$$

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

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}^i + \frac{\boldsymbol{\sigma}^i}{\tau^i} = \lambda_E(\kappa) E_\infty^i \overline{\mathbf{D}} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.19)$$

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

La idea fundamental utilizada para la obtención de la Ec.(3.19) 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, $v(t)$, con la función de envejecimiento del módulo elástico, $\lambda_E(\kappa)$, introducida en la Ec.(2.41) para el presente modelo de envejecimiento.

3.4.2 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 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-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 σ_μ el valor de la micro-tensión y η_μ 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

$$\frac{\sigma_\mu}{\sigma_{\mu 0}} = \frac{\eta_{\mu 0}}{\eta_\mu} = \mu \quad (3.20)$$

donde μ 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 μ en función de la humedad relativa, h , y su variación temporal, \dot{h} , viene dada por una ecuación diferencial no lineal de la forma

$$\dot{\mu} + c_{\mu 0} \mu^2 = -c_{\mu 1} \frac{\dot{h}}{h} \quad (3.21)$$

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.(3.21) se reduce a

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

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

$$\mu(t) = \frac{1}{1 + c_{\mu 0} t} \quad (3.23)$$

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. Finalmente, 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 Maxwell 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

$$\tau_\mu = \frac{\eta_\mu}{E} = \frac{\eta_{\mu 0}/\mu}{\lambda_E E_\infty} = \frac{\tau_{\mu 0}}{\lambda_E \mu} \quad (3.24)$$

donde $\tau_{\mu 0} = \eta_{\mu 0}/E_\infty$ es una propiedad del material. Ahora, la Ec.(3.19) debe ser modificada para incluir el efecto del amortiguador no lineal, en la forma

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}^i + \left(\frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_\mu} \right) \boldsymbol{\sigma}^i = E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.25)$$

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

3.4.3 Deformaciones viscosas

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

$$\boldsymbol{\sigma}^i = E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^i) \quad (3.26)$$

Substituyendo la Ec.(3.26) en la Ec.(3.25) se obtiene la ley de evolución de las deformaciones viscosas

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^i = \left(\frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_a} \right) (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^i) = \frac{1}{\hat{\tau}^i} (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^i) \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad (3.27)$$

con $\tau_a(\kappa) = \lambda_E/\dot{\lambda}_E$ representando el efecto de envejecimiento de los módulos elásticos y $\frac{1}{\hat{\tau}^i} = \left(\frac{1}{\tau^i} + \frac{1}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_a} \right)$.

Nótese que incluso si τ^i y τ_μ 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. Finalmente, $\tau_a(t = \infty) = \infty$ y el modelo se transforma en un sistema viscoelástico de Maxwell convencional.

La Ec.(3.27) representa la ley de evolución de las deformaciones viscosas.

3.4.4 Marco termodinámico

En el comportamiento a largo plazo del hormigón tanto el grado de hidratación como el de envejecimiento, ξ y κ , 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

$$\begin{aligned} W_e^i &= W_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \\ &= \frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma}^i : (E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}})^{-1} : \boldsymbol{\sigma}^i \\ &= \frac{1}{2} \boldsymbol{\varepsilon}_e^i : (E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}}) : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i \end{aligned} \quad (3.28)$$

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

$$W_e = W_e(\boldsymbol{\varepsilon}_e, \kappa) = \sum_{i=1}^N W_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \quad (3.29)$$

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

$$\boldsymbol{\sigma} = \partial_{\boldsymbol{\varepsilon}_e} W_e = \sum_{i=1}^N \partial_{\boldsymbol{\varepsilon}_e} W_e^i = \sum_{i=1}^N E^i(\kappa) \overline{\mathbf{D}} : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i = \sum_{i=1}^N \boldsymbol{\sigma}^i \quad (3.30)$$

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. (3.29) se puede obtener la disipación mecánica como

$$\mathcal{D}_{mech} = \sum_{i=1}^N \left(\frac{2}{\tau^i} + \frac{2}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_a} \right) W_e^i \geq 0 \quad (3.31)$$

donde τ^i , τ_μ , τ_a y W_e^i han sido ya definidos.

3.4.5 Viscoelasticidad con envejecimiento y degradación

Finalmente, se considera el acoplamiento del modelo viscoelástico descrito en la Sección 3.4 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 la Ec. (3.1)

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^i(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) = E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}} : \boldsymbol{\varepsilon}_e^i \quad (3.32)$$

con

$$\boldsymbol{\varepsilon}_e^i(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\varepsilon}^i, T, \xi) = \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_T - \boldsymbol{\varepsilon}_\xi - \boldsymbol{\varepsilon}^i \quad (3.33)$$

y

$$\boldsymbol{\varepsilon}_T = \alpha_T (T - T_{ref}) \mathbf{1} \quad (3.34)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}_\xi = \alpha_\xi (\xi - \xi_{set}) \mathbf{1} \quad (3.35)$$

donde las deformaciones volumétricas de origen térmico y químico afectan de la misma manera a todos los elementos, pero el tensor (de segundo orden) de deformaciones viscosas, $\boldsymbol{\varepsilon}^i$, 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

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i+} = \sum_{j=1}^3 \langle \bar{\sigma}_j^i \rangle \mathbf{p}_j^i \otimes \mathbf{p}_j^i \quad \text{y} \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i-} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}^i - \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i+} \quad (3.36)$$

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

$$\begin{aligned} W_e^{i+} &= W_e^{i+}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i+} : (E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}})^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^i \\ W_e^{i-} &= W_e^{i-}(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i-} : (E^i(\kappa) \bar{\mathbf{D}})^{-1} : \bar{\boldsymbol{\sigma}}^i \end{aligned} \quad (3.37)$$

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

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

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

$$\begin{aligned}
W &= W(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) \\
&= W^+(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) + W^-(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) \\
&= (1 - d^+) W_e^+(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) + (1 - d^-) W_e^-(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa) \quad (3.39)
\end{aligned}$$

Nótese que este término es muy similar al de la Ec.(3.4), que ya incluye los acoplamientos termo–mecánico y termo–químico a través de las Ecs.(3.32) y (3.33). Es fácil demostrar que $W \geq 0$.

La energía libre para el modelo termo–químico–mecánico se puede expresar ahora 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 ξ y κ , en la forma

$$\begin{aligned}
\Psi &= \Psi(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-, \xi, T) \\
&= W(\boldsymbol{\varepsilon}_e^i, \kappa, d^+, d^-) + V(T) + L(T, \xi) + H(\xi) \quad (3.40)
\end{aligned}$$

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.(3.40) utilizando el método de Coleman. Las expresiones para la entropía y la afinidad química son

$$S = -\partial_T \Psi = \frac{1}{T_0} [C(T - T_0) - Q(\xi)] \quad (3.41)$$

$$A_\xi = -\partial_\xi \Psi = k_\xi \left(\frac{A_{\xi 0}}{k_\xi \xi_\infty} + \xi \right) (\xi_\infty - \xi) \quad (3.42)$$

donde se han despreciado los términos de acoplamiento $-\partial_T W$ en la Ec.(3.41) y $-\partial_\xi L$, $-\partial_\xi W$ en la Ec.(3.42) 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

$$\begin{aligned}
\boldsymbol{\sigma} = \partial_{\varepsilon_e} \Psi &= \partial_{\varepsilon_e} W^+ + \partial_{\varepsilon_e} W^- \\
&= (1 - d^+) \sum_{i=1}^N \partial_{\varepsilon_e} W^{i+} + (1 - d^-) \sum_{i=1}^N \partial_{\varepsilon_e} W^{i-} \\
&= (1 - d^+) \sum_{i=1}^N \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i+} + (1 - d^-) \sum_{i=1}^N \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{i-} \\
&= (1 - d^+) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ + (1 - d^-) \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- \tag{3.43}
\end{aligned}$$

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, $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^+$ y $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^-$, 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

$$\mathcal{D}_{chem} = A_\xi \dot{\xi} \geq 0 \tag{3.44}$$

$$\mathcal{D}_{mech} = \sum_{i=1}^N \left(\frac{2}{\tau^i} + \frac{2}{\tau_\mu} + \frac{1}{\tau_a} \right) W^i + W_e^+ \dot{d}^+ + W_e^- \dot{d}^- \geq 0 \tag{3.45}$$

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

Capítulo 4

Hormigones con adición de cenizas volantes

4.1 Introducción

La reacción exotérmica producida durante la hidratación del cemento unido a las tensiones térmicas que ello provoca implican la construcción de juntas horizontales y transversales en las presas de hormigón convencionales, además de la realización de otras actividades de pre-refrigeración y post-refrigeración, ya sea del hormigón como de alguno de sus componentes.

Por otra parte, la técnica del HCR comporta un elevado ritmo de construcción, por lo que es necesaria la utilización de hormigones de bajo calor de hidratación, lo que se consigue mediante elevadas sustituciones de cemento por cenizas volantes. Además, se exigirán al hormigón una serie de características reológicas adecuadas a la puesta en obra mediante extendido y posterior compactado con rodillos vibrantes.

Ahora bien, el efecto de las cenizas volantes no sólo se manifiesta en un menor calor de hidratación, sino que estas tienen una gran influencia en la consistencia, lo que aumenta la trabajabilidad y disminuye considerablemente la cantidad de agua a utilizar, provocando, por tanto, variaciones en el proceso de retracción hidráulica.

En el siguiente capítulo se estudian las principales propiedades de los hormigones con cenizas volantes, tanto a nivel de composición como de desarrollo de sus propiedades físicas y mecánicas.

4.2 Propiedades de las Cenizas Volantes

Se denominan cenizas volantes al producto sólido y en estado de fina división procedente de la combustión de carbón pulverizado en los hogares de centrales termoeléctricas y que es arrastrado por los gases del proceso y recuperado de los mismos en los filtros.

4.2.1 Composición química y mineralógica

La composición química y mineralógica de las cenizas volantes depende principalmente del contenido de minerales no combustibles que posee el carbón y que queda, por tanto, como residuos de las reacciones de combustión. Así, su composición varía mucho de una central a otra, siendo los elementos más abundantes óxidos de *Si*, *Al* y *Fe*, seguidos de *Ca*, *Mg*, *S*, álcalis y *Ti*. En la Tabla 4.1 se muestra la composición de las cenizas producidas por la central térmica de Andorra (Teruel).

Atendiendo a su composición química las cenizas volantes se clasifican en distintos grupos: silicoaluminosas, ricas en sílice (SiO_2) y pobres en cal (CaO), y sulfocálcicas, que se caracterizan, además de por el contenido en sílice, por la mayor proporción de cal y anhídrido sulfúrico (SO_3). Estos dos tipos de cenizas suelen denominarse *de bajo contenido en cal* y *de alto contenido en cal*, respectivamente. Ésta última es la clasificación internacionalmente aceptada. Pero no sólo cambia su composición química, sino que su mineralogía también presenta diferencias, con compuestos mineralógicos característicos en ambos grupos, que confieren propiedades y

SiO_2	48,2 %
Al_2O_3	24,3 %
Fe_2O_3	16,7 %
CaO	5,54 %
MgO	1,08 %
Na_2O	0,58 %
K_2O	1,84 %
SO_3	0,42 %
Otros	1,34 %

Tabla 4.1: Composición de las cenizas volantes de la central térmica de Andorra (Teruel), usadas en los hormigones de la presa de Rialb

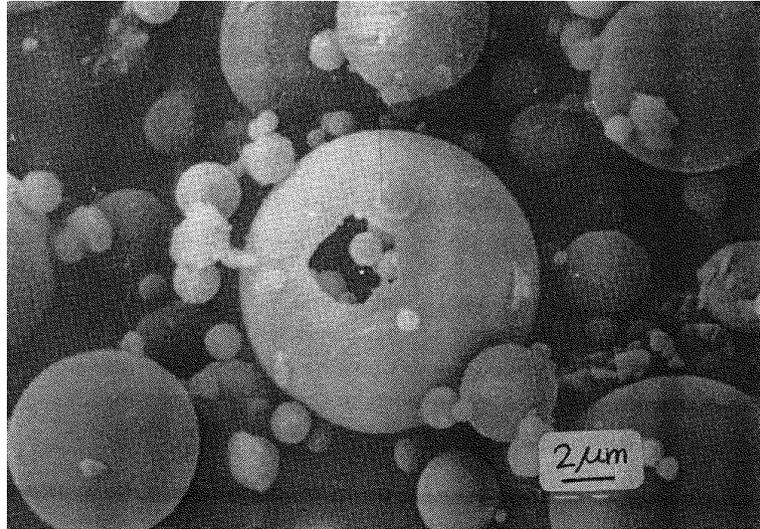


Figura 4.1: Morfología de las cenizas volantes

comportamientos reactivos específicos. Es importante reseñar que en la totalidad de la presas españolas se han utilizado cenizas de bajo contenido en cal (Franco 1995).

El contenido de vidrio en las cenizas supera el 70%, en una proporción que depende de la velocidad a la que se produjo su enfriamiento. Este porcentaje de fase vítrea interviene de forma decisiva en su capacidad reactiva.

La morfología de las cenizas volantes ha sido estudiada mediante técnicas de microscopía electrónica de barrido. Están formadas por partículas de diferente forma, textura y tamaño, abundando las esferas (cenosferas), que en ocasiones, albergan en su interior otras esferas más pequeñas denominadas plerosferas,(Figura 4.1)(Alonso y de Luxán 1995).

En cuanto a las características físicas, la finura es la que tiene una mayor importancia en su capacidad reactiva, en la demanda de agua, en la trabajabilidad y en todas las propiedades que se derivan. La finura depende fundamentalmente del tipo de procesos térmicos y del tipo de separadores de la central. El tamaño de las partículas oscila entre $200 \mu\text{m}$ y $1 \mu\text{m}$, limitando la norma (UNE EN 451-2) el residuo máximo retenido en el tamiz $45 \mu\text{m}$ a un 40%, con objeto de garantizar la reactividad de las cenizas.

4.2.2 La reacción puzolánica

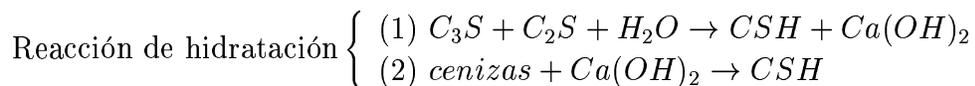
Se entiende por puzolanidad la capacidad de ciertos materiales de combinarse con el hidróxido cálcico a temperatura ambiente y en presencia de agua para formar compuestos hidráulicos sólidos, insolubles y estables. (Alonso y Wesche 1991)

Las cenizas volantes de bajo contenido en cal tienen una gran actividad puzolánica, mientras que las cenizas de alto contenido en cal, de acuerdo con los componentes mineralógicos que las constituyen, poseen características hidráulicas similares a las del cemento portland.

La actividad puzolánica de las cenizas volantes depende básicamente de tres factores:

1. Composición química
2. Finura
3. Proporción de la fase vítrea

Ahora bien, estas dos reacciones, la hidráulica del cemento y la puzolánica no son independientes. Las reacciones son las siguientes, para cenizas de bajo contenido en cal:



Donde (1) es la reacción hidráulica y (2) es la reacción puzolánica.

Por tanto, las cenizas reaccionan con el hidróxido de calcio producido en la reacción hidráulica para formar CSH . Por esta razón, es necesaria la reacción hidráulica del cemento para que se produzca la puzolánica de las cenizas.

4.3 Efecto de las cenizas volantes en la hidratación del hormigón

Pese a que las cenizas volantes llevan utilizándose largo tiempo, poco se sabe de sus interacciones con el cemento portland en el proceso de hidratación y envejecimiento del mismo.

Es generalmente aceptado que en la reacción puzolánica de las cenizas volantes, el $Ca(OH)_2$ producido durante la hidratación del cemento reacciona con los silicatos y los aluminatos presentes en las cenizas, produciendo silicatos cálcicos hidratados (CSH) e hidratos aluminicos (agujas de etringita, A_{ft} , y monosulfatos, A_{fm}). Sin embargo, la reacción de hidratación del cemento y la reacción puzolánica no son independientes. Los álcalis solubles y los sulfatos presentes en las cenizas pueden afectar las reacciones de formación de núcleos y el posterior proceso de cristalización, sobre todo en las primeras edades. Igualmente, la reacción puzolánica se ve afectada por los sulfatos, aluminatos y calcio presentes en la fase líquida del hormigón.

4.3.1 Mecanismos de hidratación del hormigón con cenizas volantes

Debido a la presencia de cenizas volantes, se produce un retardo en la hidratación tanto del C_3S como del C_3A , debido a que las especies presentes en las cenizas, como iones de aluminio y materia orgánica retrasan la formación de núcleos y la cristalización. Después del periodo de inducción se produce un incremento en la formación de $Ca(OH)_2$ y de CSH , además de aumentar la formación de etringita con su posterior transformación en monosulfatos. Una vez producida la nuclearización y cristalización de los productos de hidratación finaliza el periodo de inducción, acelerándose el grado de hidratación por la presencia de cenizas, como se puede ver en la Figura 4.2. Esto podría deberse a que las partículas de ceniza aportan una superficie adicional para la precipitación de los productos de hidratación (Jawed y Skalny 1991).

Por otra parte, las cenizas volantes necesitan un periodo de tiempo más o menos largo para que se manifieste su reactividad puzolánica. La duración de este periodo de inactividad depende fundamentalmente:

1. Del tamaño de las partículas de cenizas volantes y, especialmente, de la proporción de finos que contengan.
2. Del porcentaje y composición de los compuestos vítreos de las cenizas.
3. De la alcalinidad de la fase acuosa que rellena los poros en la pasta.

En cuanto a la velocidad de la reacción, el efecto de las cenizas volantes en la formación de productos de hidratación a tempranas edades es casi

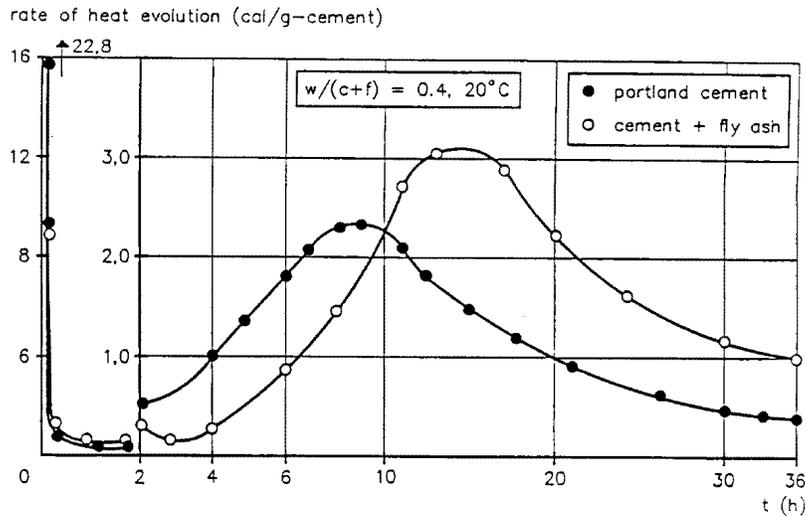


Figura 4.2: Efecto de las cenizas volantes en la evolución de la tasa de calor de hidratación del cemento (Jawed y Skalny 1991)

inerte, a excepción de la interacción con el cemento antes comentada. Se ha estudiado (Bach 1991) que la reacción puzolánica comienza muy lentamente después de un tiempo que oscila entre uno y seis meses. Incluso pasado este periodo de tiempo aún quedan numerosas partículas sin reaccionar, aumentando todavía el material sus propiedades estructurales en los meses posteriores.

A partir de que se produce la activación de las cenizas, comienzan a generarse los procesos de disolución de los componentes ácidos (sílice y alúmina) de las partículas de las cenizas y la precipitación de geles cementicios y enlazantes que generan resistencias en el sistema. En este proceso el grado de alcalinidad de la fase acuosa de los poros (FAP) influye decisivamente en los fenómenos de disolución. A medida que la reacción puzolánica avanza, con la consiguiente formación de geles, los niveles de alcalinidad de la FAP se van consumiendo, así como la portlandita.

A modo de resumen, podemos concluir que los productos de hidratación obtenidos en la reacción del cemento con adiciones de cenizas volantes son los mismos que los que se generan con cemento *puro*, aunque las cantidades relativas varían según el estado de fraguado en que nos encontremos y según las diferentes composiciones de las mezclas.

4.4 Propiedades físicas

4.4.1 Propiedades del hormigón fresco

Uno de los aspectos más importantes para el uso de cenizas volantes es la importante mejora que experimentan las propiedades del hormigón cuando éste aún es fresco, debido a la forma esférica de las partículas y a su superficie lisa (efecto *ball-bearing*). Igualmente interviene la finura de las partículas y las respectivas fuerzas de atracción entre las mismas.

Relación agua-cemento

La sustitución de cemento por cenizas volantes provoca una menor demanda de agua, disminuyendo la relación agua-cemento (w/c) linealmente con la relación cenizas-cemento (f/c), como se puede observar en la Figura 4.3.

La finura de las partículas de cenizas tiene una influencia decisiva en la demanda de agua. En general, la relación w/c disminuye con el incremento de la finura. Este efecto suele ser atribuido (von Berg y Kukko 1991) a la mejor graduación del tamaño de los granos de la mezcla cemento-cenizas volantes.

Por otra parte, hasta que no se inicia la reacción puzolánica el agua de

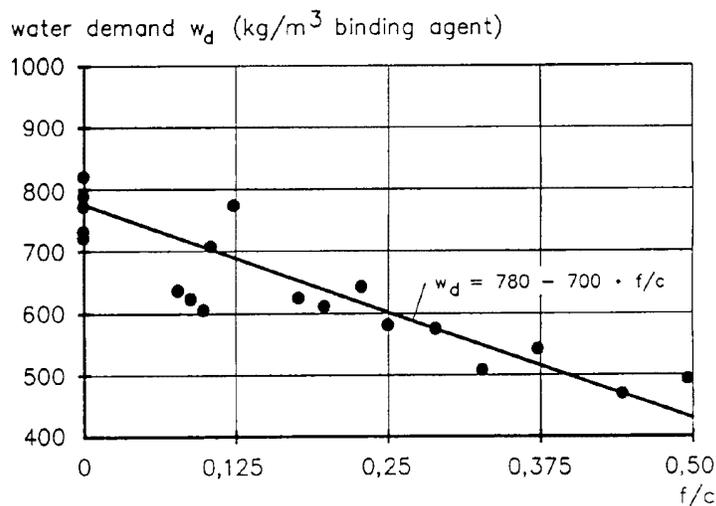


Figura 4.3: Demanda de agua en kg/m^3 de conglomerante como función de la relación cenizas-cemento (Beretka 1979)

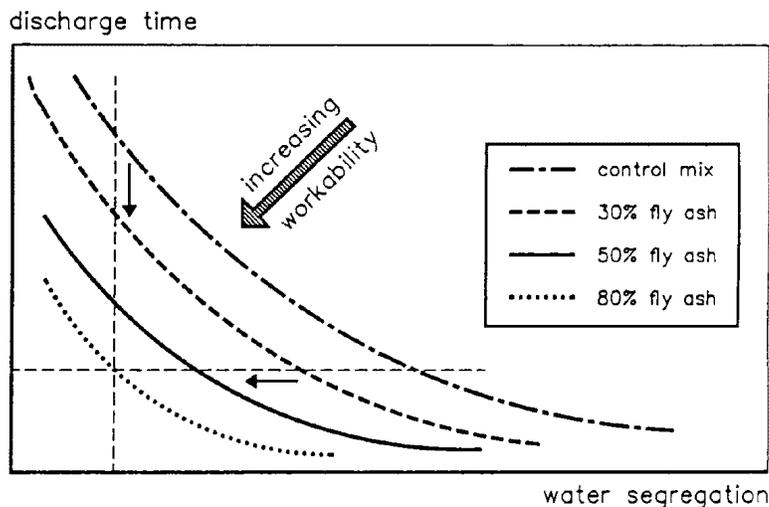


Figura 4.4: Influencia del contenido de cenizas volantes en la trabajabilidad (Venuat y Alexandre 1966)

amasado es empleada solamente por el cemento en sus reacciones de hidratación, por lo que el contenido en agua libre, es decir, agua que no reacciona con el cemento, será mayor, a tempranas edades, en presencia de cenizas volantes. Esto podría provocar un aumento de la porosidad, con la consiguiente pérdida de resistencias mecánicas. Sin embargo, la menor demanda de agua y, como veremos más adelante, la mejora en la trabajabilidad que las cenizas proporcionan, permiten reducir en gran medida la relación w/c , contrarrestando el efecto de la mayor porosidad.

Igualmente, la disminución de la relación w/c provoca una menor retracción del hormigón en edades tempranas.

Trabajabilidad

Lewandowski (1982) demuestra que la adición de cenizas volantes provoca un aumento de la fluidez de la mezcla, aumentando el tiempo de fluencia para una determinada consistencia a medida que aumenta la proporción de cenizas. Todo ello provoca una gran disminución de la energía necesaria para la extensión y compactación del hormigón. Igualmente, se reduce el fenómeno de exudación, es decir, se reduce la segregación de agua, lo que provoca también una mejora en la trabajabilidad. En la Figura 4.4 se puede apreciar como, a medida que aumenta el contenido de cenizas, aumenta la

trabajabilidad, a la vez que se disminuye la exudación del agua, y aumenta la fluencia de la mezcla.

Calor de hidratación

La reacción de hidratación del cemento portland es exotérmica, debido principalmente a la hidratación de la alita (C_3S), compuesto de mayor cinética en comparación con el resto de los componentes del cemento. Este calor puede causar la evaporación del agua de amasado con las subsiguientes retracciones y fisuración del material. Las cenizas volantes reducen el calor de hidratación del hormigón, debido al menor contenido en alita procedente del clinker portland (Alonso y de Luxán 1995).

A partir de los datos obtenidos en diversos ensayos realizados (Novo et al. 1986), a primeras edades, el calor de hidratación es proporcional a la cantidad de cemento existente en el conglomerante. En la Figura 4.5 se puede apreciar el efecto de diversos porcentajes de sustitución de cenizas volantes en el calor de hidratación.

Por otra parte, aunque la reacción puzolánica es también exotérmica, el calor generado por la misma es del orden de magnitud del error de medida de los termómetros habitualmente utilizados.

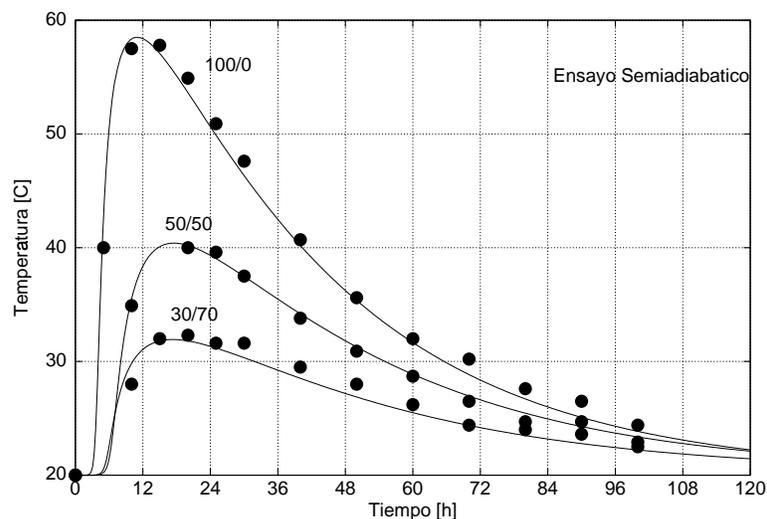


Figura 4.5: Calor de hidratación para diversos porcentajes de sustitución de cenizas volantes. Ensayo semi-adiabático (Sánchez-Rojas et al. 1993)

El uso de cenizas volantes permite, por tanto, la disminución del calor de hidratación de forma considerable. Este efecto es muy importante en presas de HCR, donde los ritmos de construcción elevados obligan a la utilización de conglomerantes de baja energía.

4.4.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los hormigones con adiciones de cenizas volantes dependen de muchos factores, tales como la reactividad de las cenizas, el tamaño de los áridos, el contenido en pasta, la relación agua-cemento y de las condiciones de curado, entre otros. Por ello, en los siguientes apartados nos centraremos en la influencia de la relación cenizas-cemento.

Resistencia a tracción y a compresión

La adición de cenizas volantes al hormigón tiene una gran incidencia en la evolución de las resistencias mecánicas, ya que ésta está relacionada con la actividad puzolánica de las cenizas y el proceso de formación de nuevos compuestos. El valor último de la resistencia estará relacionado, además, con la relación agua-cemento y con la finura de las cenizas.

Durante las primeras edades, las cenizas volantes no contribuyen prácticamente a la resistencia del hormigón, salvo en el pequeño efecto que puedan tener en la reacción del cemento, así como las posibles fuerzas gravitatorias debidas a su forma o su graduación, como se menciona en el Apartado 4.3. Además, a tempranas edades, la porosidad y contenido de fase acuosa es superior y, por lo tanto, la resistencia es menor en presencia de cenizas volantes mientras que a edades largas, se reduce la porosidad, debido al efecto puzolánico, que se manifiesta con un aumento de la cantidad de *CSH* producido, y a la acción colmatante de las cenizas volantes, con el consiguiente aumento de la densidad y las resistencias mecánicas, que pueden llegar a superar a las del hormigón de cemento portland. Por ello, inicialmente, la resistencias mecánicas serán menores en el cemento con cenizas volantes a las alcanzadas por otro hormigón sin sustituciones.

En la Figura 4.6 (Polanco et al. 1995) se muestra la evolución de la resistencia a compresión de diferentes morteros con porcentajes de sustitución de cenizas que van desde el 20% al 80%, manteniendo en todas las mezclas la consistencia constante. Podemos apreciar como para porcentajes de sus-

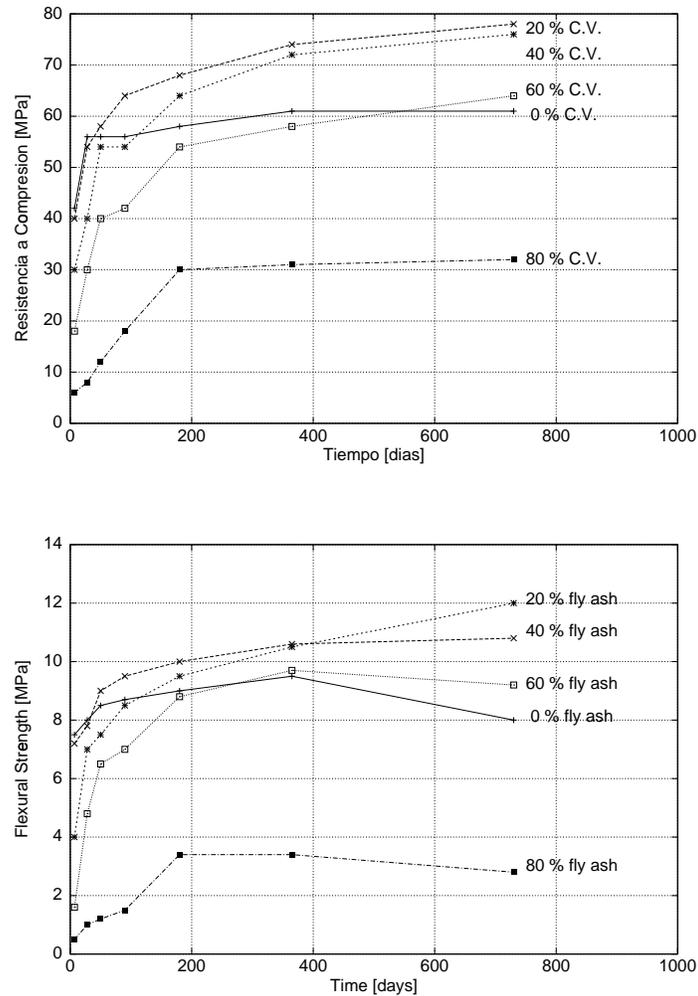


Figura 4.6: Influencia del contenido de cenizas volantes en la resistencia a compresión y a flexo-tracción (Polanco et al. 1995)

titución de hasta un 40% de cenizas las resistencias últimas obtenidas son superiores a las del cemento *puro*. Esto se debe a que el efecto plastificante de las cenizas volantes, es decir, la reducción de la demanda de agua, tiene un efecto decisivo en la mejora de sus propiedades mecánicas.

Para un porcentaje del 60%, la resistencia, tanto a tracción como a compresión, se mantiene en un nivel similar al del cemento puro a partir de los 180 días.

En los porcentajes de sustitución de 20, 40 y 60% se observa igualmente como la resistencia sigue creciendo hasta los 2 años de curado, mientras que el mortero sin adiciones prácticamente alcanza su resistencia última a

los 28 días. Por ello, para los hormigones con cenizas las especificaciones se marcan para una edad de 90 días, y no de 28, como en el caso de los convencionales. No obstante, se debe tener en cuenta para el análisis de estos resultados que, al tratarse de estudios hechos con morteros, no se ha considerado la influencia que podría tener en el comportamiento la relación pasta-áridos.

Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson

Al igual que ocurre con la resistencia, el módulo elástico (E) sufre un gran incremento a partir de los 28 días, aunque dicho crecimiento es mucho más pequeño que el de la resistencia. Esto se debe probablemente (Omran et al. 1995) a que la resistencia aumenta cuando se incrementa la formación de geles que, a su vez, disminuyen la porosidad. En cambio, el módulo de elasticidad depende de muchos otros factores, sobre todo de las características y proporciones relativas de sus componentes. Este comportamiento es igualmente aplicable a la evolución del coeficiente de Poisson.

A largas edades, hay autores (Malhotra y Ramezaniapur 1994) que señalan que para dos hormigones de la misma resistencia última, el módulo de elasticidad será superior para el hormigón con cenizas. Otros autores consideran que su valor final es del mismo orden en ambos casos, no habiéndose detectado diferencias considerables en los mismos.

En todo caso, los valores del coeficiente de Poisson alcanzados son muy similares, entre 0,17 y 0,22, por lo que se puede concluir que la influencia de las cenizas se ve tan solo reflejada en unos valores inferiores a tempranas edades.

4.4.3 Impermeabilidad

La adición de cenizas volantes produce, en general, hormigones con una menor permeabilidad que los convencionales. Además, esta permeabilidad se reduce más tanto mayor sea el porcentaje de adiciones (Omran et al. 1995), (Polanco et al. 1995). La razón de esta reducción hay que buscarla en que la formación de los geles cementicios se ve activada en presencia de cenizas. Estos geles, al rellenar los poros provocan una disminución de la permeabilidad, además de un aumento de la densidad.

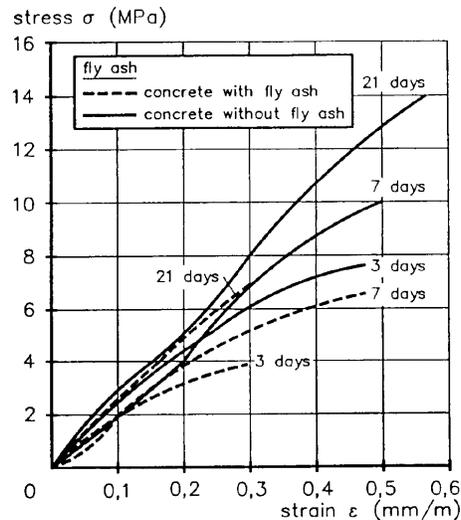


Figura 4.7: Curvas $\sigma - \varepsilon$ para un hormigón sin cenizas volantes y para el mismo hormigón con una relación (f/c) de 0,3 a edades de 3, 7 y 21 días (Schubert 1991)

Numerosos autores como Dunstan consideran simplemente la permeabilidad como función del contenido de materiales cementicios, sin hacer una separación expresa entre los diferentes tipos de hormigón. Por tanto, sólo tienen en cuenta el contenido de conglomerante, independientemente de si hay o no adiciones de cenizas volantes.

4.4.4 Propiedades térmicas

En la Tabla 4.2 (Omran et al. 1995) podemos encontrar un estudio de las diferentes propiedades térmicas para un mismo hormigón con diferentes porcentajes de cenizas volantes.

Calor específico

De la observación de la Tabla 4.2 podemos deducir una ligera tendencia a disminuir el valor del calor específico al incrementar el porcentaje de adición de cenizas. Ahora bien, dichas diferencias no superan el 6%, por lo que podemos admitir que la influencia de las cenizas es despreciable.

Hormigón (% de cenizas)	Calor específico $J/Kg\ C$	Conductividad $J/ms^{\circ}C$	Coef. de dilatación térmica, $10^{-6}\ ^{\circ}C^{-1}$
CC	957,6	2,249	10,163
RCC (41 %)	945,0	2,151	9,502
RCC (51 %)	936,6	2,093	9,449
RCC (62 %)	932,4	2,046	9,033
RCC (74 %)	932,4	1,873	8,841

Tabla 4.2: Valor de las propiedades térmicas para diferentes adiciones de cenizas para un curado de 91 días. (Omran et al. 1995)

Conductividad térmica

Al igual que en los parámetros anteriores, las cenizas producen una disminución de la conductividad térmica, aunque dentro de un rango de valores próximo al de los hormigones convencionales.

Coefficiente de dilatación térmica

Se aprecia una clara disminución del coeficiente de dilatación térmica, lo cual puede ser debido, según los autores del estudio, a un cambio en el coeficiente de dilatación de los materiales cementicios con el incremento de la relación áridos-cemento debido al aumento del contenido de cenizas.

4.4.5 Durabilidad

La durabilidad es un requisito indispensable dentro de la construcción de grandes estructuras. Por ello, es de interés el estudio de las posibles diferencias que comporta en la durabilidad la adición de cenizas volantes frente a los hormigones convencionales.

Relación álcali-árido

La presencia de cenizas en los hormigones contribuyen a la disminución de las expansiones asociadas a la reacción álcali-árido, por lo que su utilización disminuye el riesgo de fisuración, con el consiguiente aumento de la durabilidad.

Carbonatación ambiental

El menor contenido en portlandita, derivado de la reacción puzolánica de las cenizas volantes, tiene dos efectos antagónicos en la carbonatación del hormigón (Alonso y de Luxán 1995). Por una parte, la porosidad disminuye debido a la precipitación de los geles cementicios en los poros, siempre que haya portlandita disponible para reaccionar con el CO_2 ambiental, aumentando la resistencia mecánica del material.

Agua de mar y medios sulfatados

Las cenizas volantes mejoran la durabilidad en los hormigones en determinados ambientes sulfatados y de agua de mar. Debido a una mayor impermeabilidad, se impide la penetración de iones sulfato, cloruro, etc. Por otra parte, el menor contenido de portlandita, debido a la reacción puzolánica de las cenizas, inhibe la formación de etringita expansiva.

4.5 Influencia de la Temperatura de Curado

Las condiciones de curado a tempranas edades tienen una influencia decisiva en la evolución de las propiedades mecánicas del hormigón, es decir en el desarrollo de las resistencias a tracción y a compresión y del módulo de Young.

Diversos autores han realizado estudios sobre los efectos de la temperatura de curado en la evolución de la resistencia para hormigones convencionales, demostrándose que un incremento de temperatura de curado produce un incremento de resistencia a primeras edades, pues la reacción de hidratación del cemento es termoactivada. Este incremento, no obstante, produce una disminución en el valor de la resistencia última. El modelo termo-químico-mecánico utilizado en este trabajo, (Cervera et al. 1998) (Cervera et al. 1999a) (Prato 1999) tiene en cuenta este efecto a través de las expresiones (2.29), (2.30), (2.31) y (2.32).

Ahora bien, los estudios realizados para cementos con adiciones de cenizas volantes ofrecen resultados contradictorios sobre el efecto del incremento de temperatura en la evolución de las propiedades mecánicas. En Moragues et al.(1994) se realiza, entre otros, un estudio sobre la evolución de la resistencia a tracción a diversas edades y para diversos porcentajes de

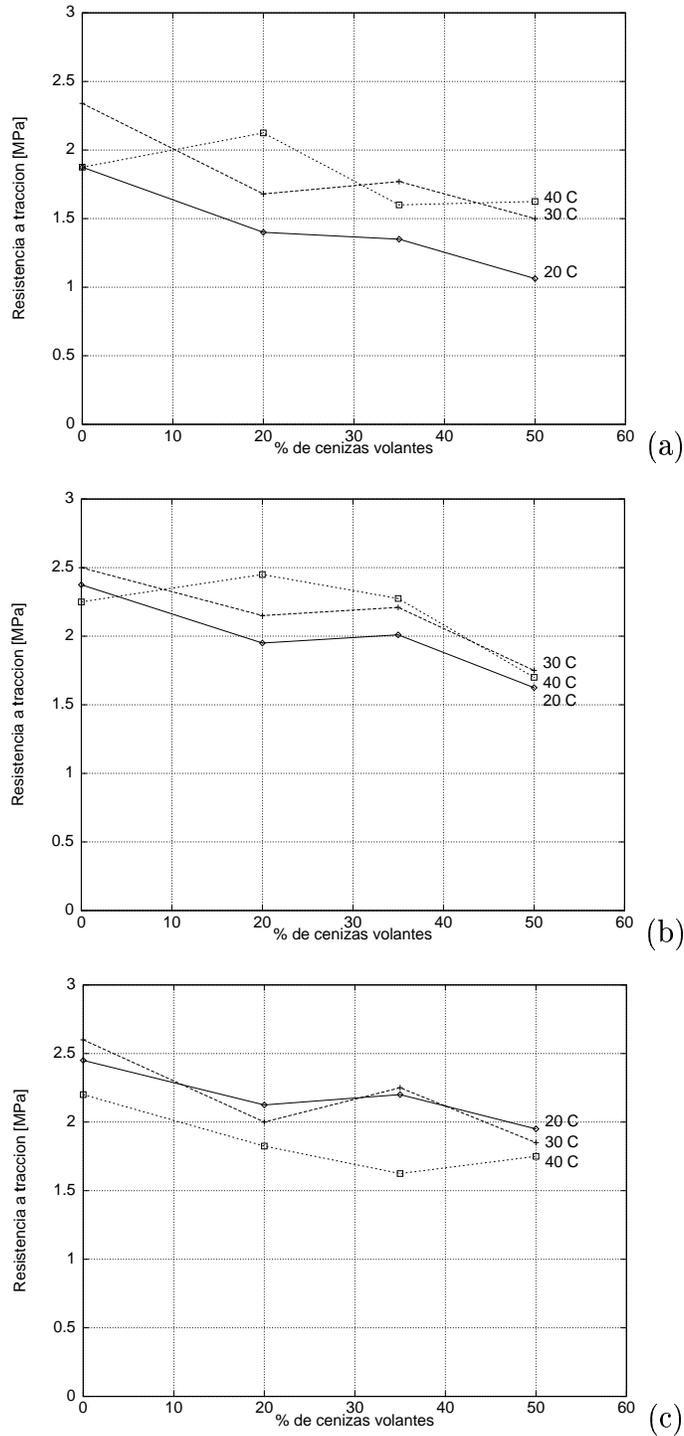


Figura 4.8: Resistencia a tracción para diferentes porcentajes de cenizas volantes en función de la temperatura: (a) 7 días, (b) 28 días, (c) 90 días (Moragues et al. 1994).

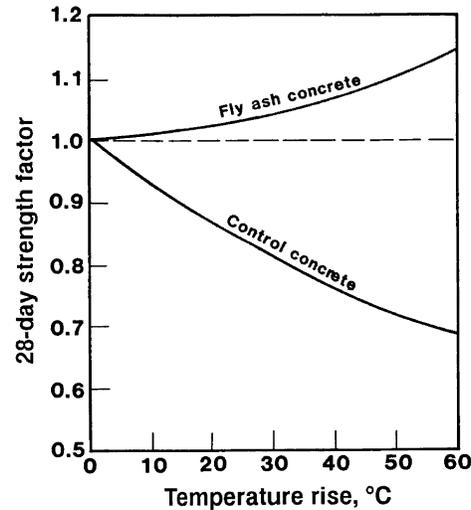


Figura 4.9: Influencia del incremento de la temperatura de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión (Williams y Owens 1982)

cenizas. En la Figura 4.8 vemos como a tempranas edades, 7 días, se produce un claro incremento de la resistencia si se aumenta la temperatura de curado.

Es manifiesto, pues, que la hidratación de la pasta de cemento sigue manteniendo su carácter termoactivado, pese a la adición de cenizas. A 28 días, el efecto de la temperatura ya no es tan marcado, aunque sí es claro que para el cemento sin adiciones el curado a 40°C provoca una disminución de la resistencia última. En la siguiente figura, para hormigones con una edad de 90 días ya se obtienen resultados de resistencia última inferiores para todas las mezclas para el curado a mayor temperatura.

En Malhotra y Ramezaniyanpour (1994) podemos encontrar diversos estudios sobre el efecto del curado. Así, Williams y Owens (1982) estudian los efectos en la resistencia a compresión de incrementar la temperatura de curado para un hormigón convencional y para un hormigón con adiciones. Para ello, compara la resistencia alcanzada a 28 días para diferentes incrementos de temperatura, apreciando un aumento de la resistencia a compresión en el caso del hormigón con cenizas. (Ver Figura 4.9) Podría deducirse de él que hay incluso un cierto efecto beneficioso al aumentar la temperatura de curado, pero esto no tiene por qué ser así pues, a 28 días, los cementos con adiciones todavía no han alcanzado ni mucho menos su resistencia última. Por tanto, de dichos estudios sólo podemos concluir que

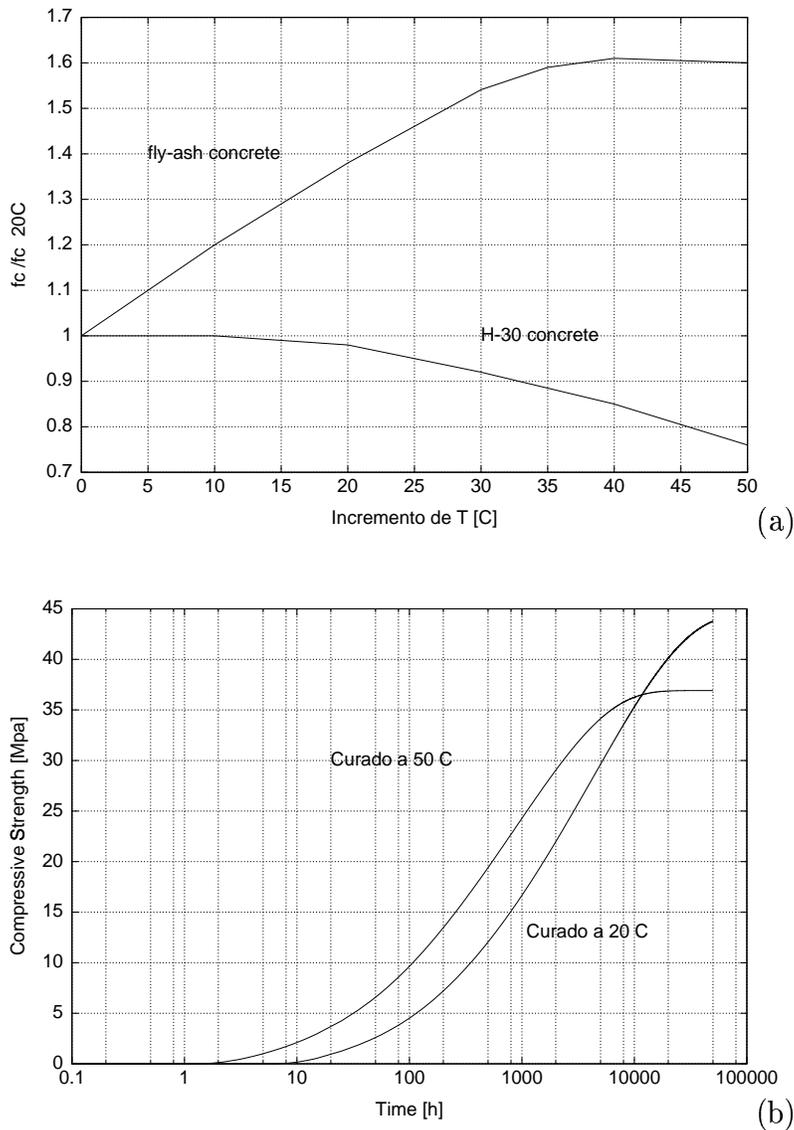


Figura 4.10: (a) Influencia del incremento de la temperatura de curado en el desarrollo de la resistencia a compresión a 28 días. (b) Resistencia última alcanzada para el hormigón con cenizas, para un curado de dos años

el efecto de termoactivación de las cenizas es más duradero que en el caso del cemento puro. Para demostrar que este aumento es en absoluto concluyente, simularemos numéricamente el efecto de incrementar la temperatura de curado para el hormigón H-30 presentado en el capítulo anterior y para el hormigón utilizado en el cuerpo de la presa de Rialb (65% de cenizas), utilizando un exponente $n_T = 0,4$ en la expresión (2.32). Los resultados

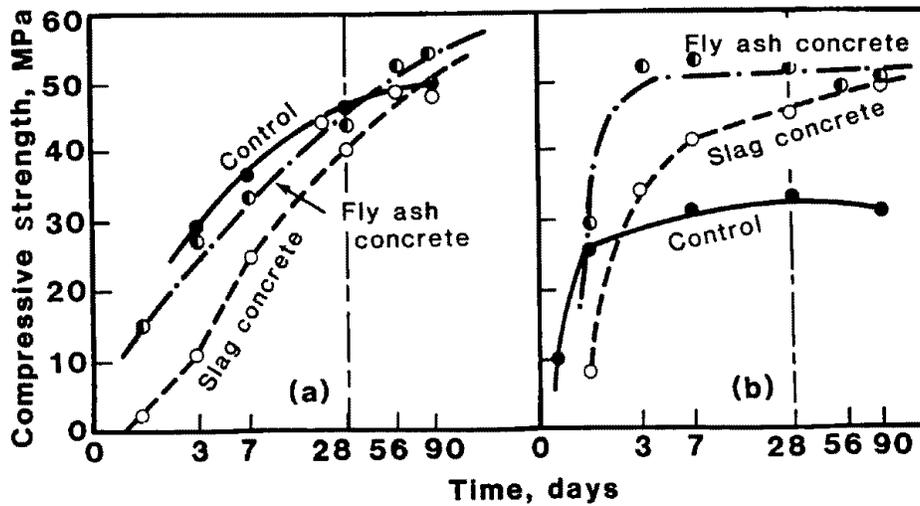


Figura 4.11: Desarrollo de la resistencia a compresión: (a) curado en condiciones normales, (b) curado en condiciones adiabáticas (Bamforth 1980)

se presentan en la Figura 4.10. Podemos apreciar en la Figura 4.10b que para el curado a 50°C las resistencias son siempre superiores respecto a las obtenidas, tanto a 28 días (672 horas) como a 90 días (2160 horas). Ahora bien, a partir de un año de curado (8760 horas) el hormigón curado a 20°C sigue aumentando su resistencia, consiguiendo una resistencia última superior. Por tanto, para conocer el verdadero efecto del curado en la resistencia última del hormigón se hace necesario un estudio experimental en el que se llegue a tiempos de curado superiores a 1 año, pues los resultados a 28 y 90 días son insuficientes para elevados porcentajes de cenizas.

En Bamforth (1980) se presenta una comparación de la evolución de la resistencia para tres hormigones: convencional, con cenizas y con escorias, para un curado convencional y para un curado en condiciones adiabáticas. (Figura 4.11). Observamos que, si bien a tempranas edades la resistencia es superior para el curado en condiciones adiabáticas, la resistencia a 90 días es claramente inferior en el caso del hormigón con cenizas, aunque el descenso es menor al presentado por el hormigón convencional.

En cambio, para (Ravina 1981), la reacción puzolánica, activada por el incremento de temperatura, continúa su activación aunque se elimine la fuente de calor externa, lo que explicaría que los hormigones con cenizas no experimentasen un descenso en su resistencia última.

Finalmente, Nickol (1996) realiza un estudio del módulo elástico para un

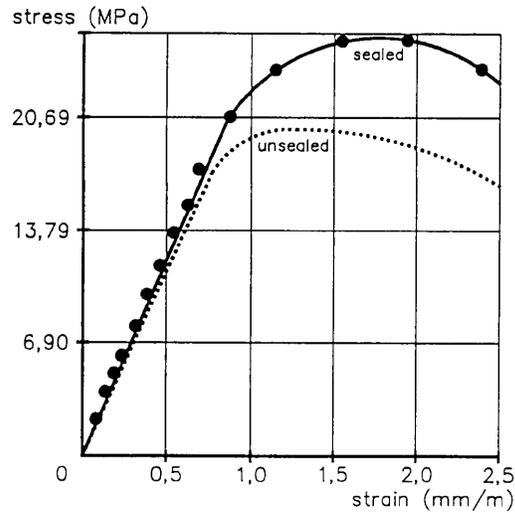


Figura 4.12: Curvas $\sigma - \varepsilon$ para un hormigón con un contenido ($f/c = 25\%$) a una edad de 200 días curado a $21,3\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Nickol 1996)

hormigón curado en condiciones controladas frente a otro donde no se ha realizado ningún tratamiento térmico. (Figura 4.12) La resistencia a 200 días obtenida fue de $27,8\text{ MPa}$ en el primer caso y de $20,0\text{ MPa}$ en el segundo, no modificándose de forma apreciable el valor de E , aunque sí la parte de la curva correspondiente al ablandamiento.

4.6 Conclusiones

El hormigón con adiciones de cenizas volantes se caracteriza, respecto a los hormigones convencionales, por:

1. Menor calor de hidratación.
2. Mayor trabajabilidad.
3. Resistencias menores a tempranas edades.
4. Resistencias y módulo de elasticidad últimos similares.
5. Similares propiedades térmicas.
6. Menor permeabilidad

7. Mayor densidad
8. La aparición de reacciones adversas al combinarse las cenizas con la cal libre u otros elementos quedan atenuadas.

Por otra parte, las reacciones de hidratación de los hormigones con cenizas volantes dan lugar a productos de hidratación similares a los de los hormigones convencionales, pese a la influencia de la reacción puzolánica.

Además, aunque la cinética de la reacción es menor, lo cual provoca resistencias mecánicas inferiores a tempranas edades, ésta es equivalente a la de los hormigones convencionales.

Es importante señalar que es difícil de establecer cual es la contribución de las cenizas volantes en el valor final de la resistencia, pues debido al bajo calor generado por la reacción puzolánica no es clara la relación generación de calor-avance de la reacción. Por otra parte, no está claro qué resistencia última se va a obtener para una cierta sustitución de cenizas, pues la reacción puzolánica no es independiente de la reacción hidráulica del cemento, por lo que no es directa la relación mayor contenido de cenizas-mayor resistencia.

Por tanto, el modelo termo-químico-mecánico presentado, el cual ya ha sido validado para hormigones convencionales, es utilizable para la simulación del proceso de hidratación y envejecimiento de cementos con cenizas volantes. Una calibración del hormigón utilizado en el cuerpo de la presa de Rialb (España), con un contenido en cenizas volantes del 65% puede encontrarse en la Sección 5.2.2.

Capítulo 5

Análisis termo-mecánico de presas de HCR

5.1 Introducción

Se denomina HCR al hormigón de consistencia seca que puede ser colocado, extendido y compactado mediante maquinaria utilizada normalmente en el movimiento de tierras, como camiones, palas empujadoras y rodillos vibrantes. De esta forma, se consigue construir estructuras que aúnan la rapidez de construcción y economía de las presas de materiales sueltos con las propiedades del hormigón, tales como su resistencia mecánica, la resistencia a la erosión y la durabilidad.

Hasta 1950, el 38% de las grandes presas construídas en el mundo, a excepción de China, fueron construídas con hormigón. Entre 1951 y 1977 este porcentaje desciende hasta el 25%, llegándose incluso al 16% en el período entre 1978 y 1982. Este descenso coincide con un aumento de la construcción de presas bóveda de hormigón en valles cerrados. Pero es en los en los valles anchos donde las presas de materiales sueltos resultaban más competitivas. La economía se derivaba de una mayor eficacia de los equipos de puesta en obra. Frente a esta mayor economía, las presas de materiales sueltos presentan una probabilidad de fallo muy superior a las presas de hormigón. Numerosas presas de este tipo han sufrido algún tipo de rotura en los últimos 60 años, ya sea por desbordamiento por avenida o por erosión interna del núcleo. En cambio, en este período sólo ha roto un presa de hormigón, la de Malpasset (Francia).

En consecuencia, en los últimos treinta años se han realizado grandes esfuerzos para encontrar una tecnología alternativa que combinase, por un lado, la superior seguridad de las presas de hormigón con la eficacia de los métodos constructivos de las presas de materiales sueltos. A partir de estas premisas, y a través de diversos caminos, se ha llegado al desarrollo de las presas de HCR.

El concepto básico de HCR aparece en los años 40 cuando comenzó a ser utilizado como subbase en carreteras y aeropuertos, pero la idea para su uso en presas fue introducida por primera vez por Raphael, en 1970, cuando publica el artículo *The Optimum Gravity Dams*. Otro hito histórico lo constituye la presa de Alpe Gera en Italia, con 172m, construida con un hormigón pobre y puesta en obra con los métodos de los materiales sueltos, en capas de 0,7 m de espesor, de una ladera a otra de la cerrada, sin ningún tipo de juntas. La única diferencia de esta presa con las de HCR es que el hormigón se consolidó mediante vibradores internos de agujas montados sobre tractores, en vez de realizar una compactación externa mediante rodillos.

La primera presa de hormigón compactado con rodillo fue construida en la decada de los 80 y fue en Shimajigawa (Japón, 1980). Le siguieron la de Willow Creek (USA, 1982), Tamagawa (Japón, 1987) y la de Upper Stillwater (USA, 1987).

A partir de los años 70 el concepto de presa de hormigón compactado siguió diferentes vías, vigentes hoy en día:

Presas de hormigón pobre. Son presas con un contenido en pasta de 70 a 100 kg/m^3 , con colocación de mortero de retoma entre tongadas. Se trata de una alternativa desarrollada por el Army Corps of Engineers de los Estados Unidos, cuyo primer ejemplo importante fue la presa de Willow Creek (USA, 1982).

La idea básica en este tipo de presas es construir una presa de gravedad fundamentalmente de materiales sueltos, pero con una granulometría bien graduada para conseguir densidades más altas que en las presas de materiales sueltos, y estabilizada a base de un conglomerante de bajo contenido en cemento. El bajo contenido en pasta conlleva densidades del hormigón muy bajas y uniones entre tongadas poco seguras debido a la falta de fluencia de la pasta en la superficie de cada tongada. Esto implica elevadas permeabilidades, por lo que es necesario construir barreras impermeabilizantes en el paramento aguas arriba, tales como pantallas de hormigón o membranas

de PVC.

Presas de alto contenido en pasta. En Gran Bretaña, la investigación promovida por el CIRIA, dirigida por el Ingeniero M.R.H. Dunstan, concluyó con un ensayo a escala real durante la construcción de la presa de Wimbleball en 1979, y constituyó el paso previo para una posible alternativa de ejecución de la presa de Milton Brook. El HCR diseñado en esta experiencia presentaba un elevado contenido en pasta gracias a la utilización de un alta sustitución de cemento por cenizas volantes. De ahí surge el concepto de presas de alto contenido en pasta, que se caracterizan por un contenido de conglomerante entre 150 y 200 kg/m^3 y un alto porcentaje de cenizas volantes. Con estas dosificaciones se alcanzan altas densidades, ya que el alto contenido en pasta, además de provocar una mejor unión entre tongadas, permite la obtención de densidades superiores y un mayor impermeabilidad, llegándose a valores de 10^{-12} m/s. Son ejemplos de este tipo de presas la de Upper Stillwater (USA), la de Knellpoort (Suráfrica) y todas la presas de HCR españolas.

Presas de método japonés. Debido a las características sísmicas, hidrológicas y topográficas del país, los ingenieros japoneses desarrollaron técnicas más conservadoras que sus colegas occidentales. Las presas así diseñadas reciben el nombre de presas de hormigón compactado (RCD). La idea básica del método japonés es conseguir presas con la misma calidad y apariencia que las presas de hormigón convencional, por lo que, además de utilizar un núcleo de HCR, utilizan hormigón vibrado, hormigón de relleno y hormigón armado.

La diferencia de este tipo de presas con las dos anteriores no estriba en el contenido de conglomerante, que en este caso nunca excede de 130 kg/m^3 , sino fundamentalmente en el método de puesta en obra. El proceso es el siguiente: se extienden espesores de 50-100 cm en diferentes subtongadas, que se compactan de una sola vez. Antes de realizar la compactación se realizan cortes con cuchillo vibrante cada 15 m. Se asegura la unión entre tongadas mediante una cuidadosa limpieza de la superficie y la extensión de una gruesa capa de 15 mm de mortero de retoma. El ejemplo más relevante de esta técnica es la presa de Tamagawa (1986), con un volumen total entre homigón compactado y convencional de 1.154.000 m^3 .

Evidentemente, existen técnicas que se encuentran a caballo entre las técnicas anteriormente presentadas, no respondiendo específicamente a ninguna de ellas. En cualquier caso, las características fundamentales de una

presa de HCR, comunes a cualquiera de las tres filosofías 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.

En cuanto al hormigón utilizado, la principal diferencia entre el hormigón convencional y el HCR es su consistencia. Por otra parte, este tipo de presas comporta un elevado ritmo de construcción, por lo que es necesaria la utilización de hormigones de bajo calor de hidratación, lo que suele conseguirse mediante elevadas sustituciones de cenizas volantes. Esto conlleva numerosas ventajas como un menor calor de hidratación una menor relación agua-cemento y, por tanto, una menor retracción hidráulica. Además se consiguen mejoras en la trabajabilidad, lo que permite un mejor compactación.

La motivación de las presas de HCR fue básicamente económica, por lo que en los inicios de la técnica se intentó evitar las juntas transversales. Pero la alta velocidad de construcción, pese a la utilización de conglomerantes de baja energía, produjo fisuras de origen térmico en presas como la de Upper Stillwater, que había sido construída sin ningún tipo de juntas transversales (Richardson 1991). Hoy en día, prácticamente todas las presas de HCR

se construyen con juntas cuya separación oscila entre los 15 m del método japonés y los 90 m de la presa de Sierra Brava (España), aunque en este último caso se intercalaron juntas hincadas cada 40 m.

Afortunadamente, la construcción de presas de HCR resulta ventajosa respecto al control de las tensiones térmicas debido, básicamente, a dos aspectos:

- (a) La colocación de tongadas de poca altura permite la disipación del calor por convección y radiación con el ambiente, ya que la superficie de contacto con el mismo es muy elevada.
- (b) El hormigonado a velocidad constante y regular impide la formación de grandes gradientes térmicos en el cuerpo de presa.

Por todo ello, surge la necesidad de estudiar de forma detallada las tensiones térmicas que se generan durante la construcción de una presa de hormigón compactado, las cuales dependen de numerosos factores, tales como la composición del conglomerante, la temperatura ambiente, la temperatura de puesta en obra, el ritmo de ejecución, las horas diarias de insolación, etc.

En el presente capítulo se presenta un análisis termo-mecánico de la presa de Rialb (Lleida), durante su construcción y a largo plazo. Para ello se utiliza el modelo numérico presentado en los capítulos anteriores, desarrollado por M. Cervera, X. Oliver y T. Prato. Otros estudios térmicos de presas de HCR se han realizado con anterioridad, destacando los trabajos de Fujisawa y Nagayama (1985), Hirose et al (1988), de Blas et al. (1993, 1995) , Yamazumi et al. (1995) y Cervera et al. (1999). .

5.1.1 Presas españolas de hormigón compactado

La primera experiencia española en la utilización del HCR fue la construcción del estribo izquierdo de la presa de Erizana (Pontevedra), siendo la presa de Castilblanco de los Arroyos (Sevilla) la primera construída enteramente en hormigón compactado (1985). Esta presa fue, además, una de las primeras presas de HCR en el mundo con alto contenido en pasta. Desde entonces se han construído hasta la actualidad 23 presas de HCR en España. La razón de esta gran aceptación entre los técnicos españoles es, además de las provenientes de la mayor rapidez y economía del método, el hecho de que las nuevas normativas de seguridad en presas penalizan enormemente a las de materiales sueltos, lo que conlleva la construcción de grandes canales de

desagüe, con el siguiente coste económico. Además, la enorme irregularidad de las precipitaciones en el arco mediterráneo hacen difícil la estimación de los caudales de proyecto, lo que lleva a sobredimensionar aún más los aliviaderos de este tipo de presas.

Hay una serie de rasgos característicos comunes a las presas españolas de HCR, destacando (Franco 1995):

1. Todas las presas son de gravedad de planta recta, excepto la de Amatisteros I, que es de planta curva. El perfil responde al clásico de Pigeaud.
2. Las presas se han dividido en bloques mediante el encofrado de las juntas transversales. Son excepción las presas de Guadalemar que no tiene juntas y Cenza, con una única junta que afecta a los 20 m superiores. Los bloques de longitud superior a 60 m se han dividido mediante juntas hincadas.
3. Los hormigones de todas las presas españolas son de alto contenido en pasta. Sus dosificaciones son elevadas, del orden de los 200-240 Kg/m^3 de conglomerante.
4. Los conglomerantes utilizados tienen un alto porcentaje de adiciones de cenizas volantes, que puede llegar al 70% de sustitución.
5. El tamaño máximo de los áridos oscila entre los 40 y los 100 mm.
6. No incorporan ningún tipo de material extraño ni para reforzar la unión entre tongadas, ni para aumentar la impermeabilidad del paramento aguas arriba. Tampoco se utiliza ningún material de taller para los drenajes, únicamente conductos moldeados en las juntas verticales.
7. La impermeabilización de las juntas verticales se logra, en la mayoría de los casos, mediante 2 bandas water-stop de PVC.

El desarrollo de la técnica del HCR continúa en la actualidad, finalizándose en la actualidad presas como la de Rialb, con más de un millón de m^3 de hormigón. Igualmente, numerosas constructoras españolas están ejecutando presas en el extranjero, destacando las presas de Beni Haroun (Argelia), Pangué (Venezuela) y Porce II (Colombia) ejecutadas por Dragados y Construcciones y Sa Stria (Italia), que actualmente construye Fomento de Construcciones y Contratas.

5.2 La presa de Rialb

La presa de Rialb se encuentra situada en el cauce del río Segre, entre las comarcas de La Noguera y L'Alt Urgell, construyéndose el cierre a unos cuatro kilómetros de la localidad leridana de Ponts.

Se trata de una presa de usos múltiples, siendo su función principal la regulación del río Segre para atender las demandas de los regantes de las zonas regables del Canal d'Urgell, el Canal Segarra-Garrigues, de las Garrigues Altas y de las Garrigues Bajas.

Por otra parte, el embalse reforzará el abastecimiento de 200.000 per-



Figura 5.1: Presa de Rialb (LLeida)

sonas, repartidas entre 80 poblaciones, además de proporcionar un caudal ecológico de $3.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Igualmente, se laminarán las avenidas extraordinarias y ya está proyectándose la construcción de una central a pie de presa para su futuro aprovechamiento hidroeléctrico.

La tipología de la presa es de gravedad, de planta recta, construída con hormigón compactado con rodillo. Los trabajos para su construcción empezaron en 1993, finalizándose a principios de 2000. Actualmente es la presa europea construída con un mayor volumen de hormigón compactado.

5.2.1 Geometría

El cuerpo de presa es una estructura de gravedad y planta recta realizada con hormigón compactado con rodillo. La longitud de coronación es de 595 m , siendo la altura sobre cimientos y sobre el nivel del río de 101 m y de 87 m , respectivamente. En cuanto a los taludes, aguas arriba nos encontramos un talud con una relación $H/V = 0.15$ desde la coronación, cota 436, hasta la cota 386. A partir de esta última cota y hasta la cimentación el perfil tiene una relación $H/V = 0.35$, mientras que, aguas abajo, tenemos un primer perfil con una relación $H/V = 0.40$, que va desde la coronación hasta la cota 416. A partir de aquí y hasta la cimentación el perfil es $H/V = 0.65$. Esta combinación de perfiles tiene su explicación en los cálculos sísmicos realizados, pues la presa está ubicada en una zona de sismicidad media-alta.

Aliviadero

La longitud del aliviadero es de 82.2 m . Éste está compuesto por tres vanos centrales de 12.0 m de longitud cada uno, cerrados por compuertas *Taintor*, y dos vanos laterales de labio fijo, de 16.5 m cada uno.

Los perfiles de vertido son tipo Bradley, no optándose por un aliviadero escalonado, por lo que el cuenco amortiguador es de grandes dimensiones, siendo sus medidas en planta $70 \times 112.35 \text{ m}$.

Juntas verticales

El cuerpo de presa se divide en 16 bloques separados por juntas verticales, continuas desde la coronación hasta el contacto de los hormigones del cuerpo de presa con el hormigón de la cimentación, el cual es extendido sin ningún tipo de juntas, a excepción de las de trabajo. La separación entre juntas varía entre los 40 m y los 28.75 m, en las secciones próximas al aliviadero. Estas juntas han sido ejecutadas mediante hincado de una lámina de acero

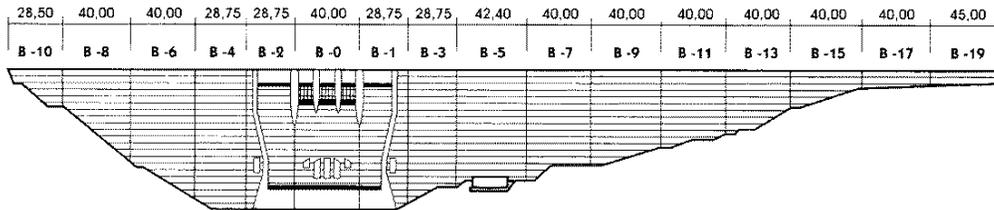


Figura 5.2: Distancia de separación entre juntas transversales en la presa de Rialb.

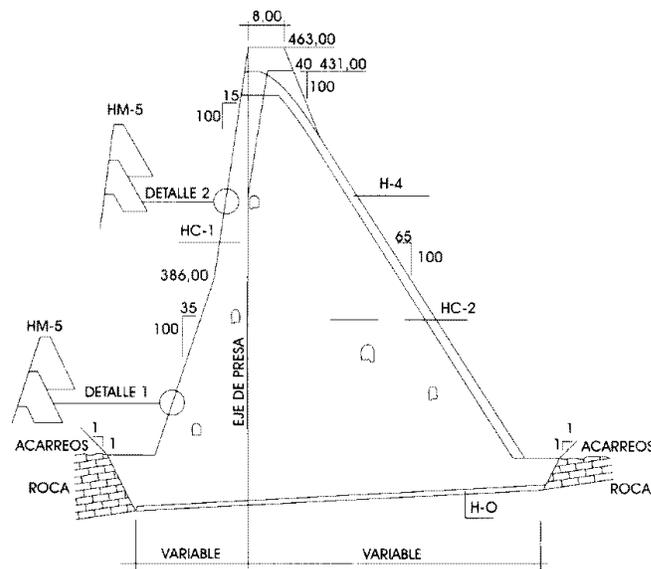
galvanizado que afecta a todo el ancho de la presa y al 80 % del espesor de la tongada. Estas juntas se impermeabilizan con doble banda de PVC, dejando entre las dos bandas un conducto moldeado que conecta con la galería de inspección, haciendo funciones de dren.

5.2.2 Materiales

Cuerpo de presa

Dentro de la evolución sufrida por el concepto de presa de hormigón compactado, podemos considerar la presa de Rialb como una presa de alto contenido en pasta, es decir, el contenido de conglomerante es superior a 150 kg/m^3 . El cuerpo de la presa de Rialb está formado básicamente por dos tipos de hormigones, HC1 y HC2, diferenciándose básicamente en un menor tamaño de árido máximo en el caso del primero.

El hormigón HC1, es un hormigón fabricado con cinco tamaños de áridos, siendo el tamaño máximo de los mismos 70 mm . Tiene un alto contenido en pasta, 200 kg/m^3 , y se extiende desde el paramento aguas arriba hasta aproximadamente el eje de presa (Figura 5.3). Su relación cenizas-cemento



Tipos de hormigones:		HC-2
HO	Hormigón vibrado de contacto con cimientos	Hormigón compactado en alzados
HC-1	Hormigón compactado en alzados y solera	Hormigón vibrado en alzados
		H-4
		Hormigón vibrado para armar
		HM-5
		Hormigón moldeado en bordillos
		H-6
		Hormigón armado en 2ª fase

Figura 5.3: Sección tipo de la presa de Rialb. Materiales utilizados (Alcaraz y Lacasta 1996)

	HC1 Vibrado	HC1 Compac.	HC2 Compac.	H175 Vibrado	H200 Vibrado
T_{max} [mm]	70	70	100	35	
Cemento [kg/m^3]	75	70	65	80	205
Cenizas [kg/m^3]	140	130	130	155	75
$c + f$ [kg/m^3]	215	200	195	235	280
Agua [kg/m^3]	140	90	80	125	165
$w/(c + f)$	0.65	0.45	0.41	0.53	0.58

Tabla 5.1: Cuadro de dosificaciones de los hormigones utilizados en la presa de Rialb

es de $\left(\frac{f}{c+f} = 0.65\right)$, siguiendo la tendencia de las presas españolas de HCR. El otro hormigón compactado, el HC2, tiene fundamentalmente la misma composición que el anterior, aunque el tamaño máximo de árido sea en este

caso 100mm y su contenido en pasta ligeramente menor, 195 kg/m³.

La utilización de dos tipos diferentes de hormigón en el cuerpo de presa está motivada por la tendencia constructiva habitual en España de no disponer elemento impermeable alguno en el paramento aguas arriba, confiándose esta tarea únicamente al hormigón. Por ello, se dota al HC1 de un mayor contenido en pasta, lo cual contribuye a un mejor relleno de los poros y, por tanto, repercute en una mayor impermeabilidad.

Paramentos

Como se ha comentado anteriormente, para el paramento aguas arriba (ver Tabla 5.1) no se establece ningún tipo de pantalla ni recubrimiento especial. En este caso, se utiliza un hormigón similar al HC1, aunque con un ligero incremento del contenido de agua, para facilitar su vibrado.

En el paramento aguas abajo se utiliza un hormigón H175, también muy similar a los anteriores, aunque con un mayor contenido de material conglomerante. Reseñar que este paramento no es escalonado, habiéndose utilizado encofrados trepantes para su ejecución, por lo que la presa tiene un aspecto de presa de gravedad convencional.

Aliviadero

Para la ejecución del aliviadero se ha utilizado un hormigón H200, con un gran contenido en cemento, siendo el contenido en cenizas inferior a los hormigones anteriores. Igualmente, se han utilizado adiciones de fibras metálicas, para dotar a este hormigón de una mayor resistencia a la erosión frente a las acciones hidráulicas.

Calibración de parámetros del modelo numérico

En el Capítulo 4 se presenta un estudio de las propiedades de los cementos con adiciones de cenizas volantes. De dicho estudio se concluye en la Sección 4.6 que el modelo numérico presentado en los Capítulos 2.3 y 3.2) es válido para la simulación de los procesos de hidratación y envejecimiento de este tipo de hormigones.

Para realizar la calibración del modelo numérico se utiliza el hormigón compactado de la presa de Rialb, cuyas características principales se pre-

Altura sobre cimientos	101 m
Longitud de la coronación	595 m
Cota de coronación	436 m
Volumen de hormigón	1.200.000 m ³
Volumen de HCR	1.050.000 m ³
Altura de tongada	30 cm
Pendiente de cimentación	7 %
Fecha de inicio	1993
Fecha de finalización	Febrero 2000
Superficie de la cuenca	3.320 km ²
Superficie del embalse	1.505 ha
Capacidad de embalse	402 hm ³

Tabla 5.2: Aspectos principales de la presa de Rialb

sentan en la Tabla 5.3. Para ello, utilizamos el salto térmico en condiciones adiabáticas y la evolución de la resistencia a compresión en condiciones isotérmicas.

En la Tabla 5.4 se muestran los parámetros utilizados en el análisis numérico. Debido a que sólo se disponía de datos del hormigón HC-2, se decidió, dada la similitud con el HC1 y con el HC-1 vibrado, utilizar la misma calibración para los tres hormigones, aunque el HC1 se ha calibrado con 2 MPa más de resistencia.

Propiedades	HC1	HC2	HC1-Vib.	H0	Roca
a/c	0,45	0,41	0,650	1,00	—
ρ [$10^3 Kg/m^3$]	2,50	2,50	2,50	2,44	2,70
C [$10^6 J/m^3 \text{ } ^\circ C$]	2,44	2,44	2,44	2,44	2,37
k_T [$10^3 J/m \text{ } h s \text{ } ^\circ C$]	7,10	7,10	7,10	6,81	7,74
α_T [10^{-6}]	7,80	7,80	7,80	8,0	—
Q_ξ [$10^7 J/m^3$]	7,00	7,00	7,00	7,79	—
f_∞^- [MPa]	42,00	40,00	40,00	30,00	50,00
f_∞^+ [MPa]	4,20	4,00	4,00	3,00	5,00
E_∞ [GPa]	23,00	23,00	23,00	31,00	40,00

Tabla 5.3: Propiedades de los materiales utilizados en la presa de Rialb.

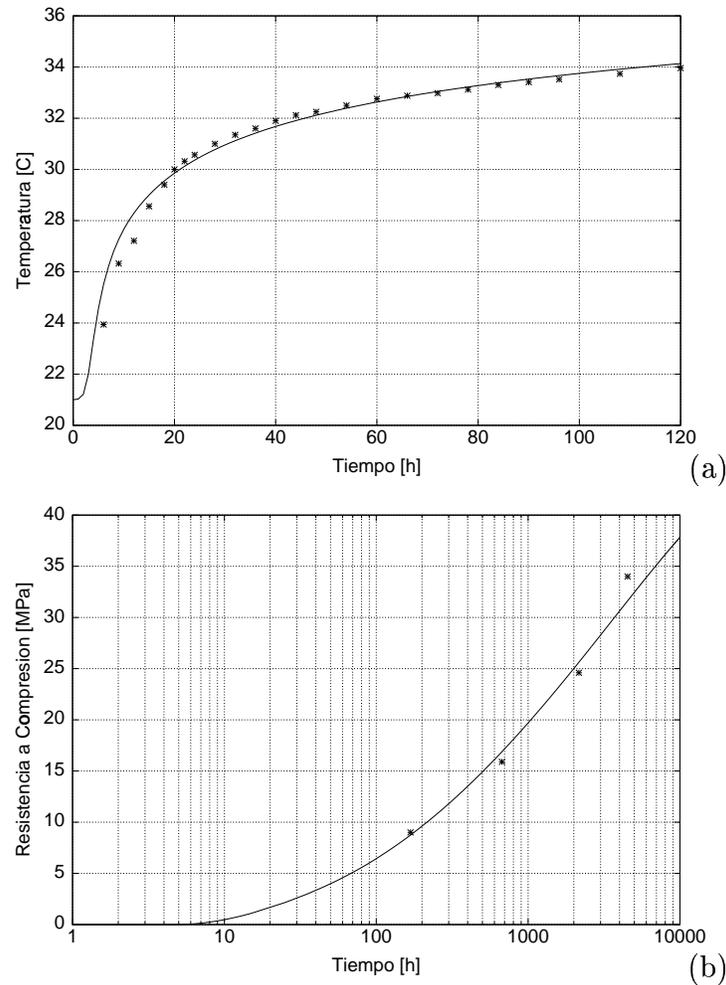


Figura 5.4: (a) Evolución de las temperaturas en condiciones adiabáticas y (b) Evolución de la resistencia en condiciones isotérmicas.

En la Figura 5.4 se presentan los resultados obtenidos. La línea continua representa la predicción del modelo numérico, mientras los puntos representan los datos experimentales. En cualquier caso, el ajuste entre las predicciones del modelo y los datos experimentales es muy elevado.

Por otra parte, debe tenerse en cuenta que, si bien sólo se tienen datos experimentales del salto adiabático para los 5 primeros días, la generación de calor, y por tanto la reacción, continúan produciéndose, pues el hormigón sigue ganando resistencia, siendo el salto final calculado de $19,79\text{ }^{\circ}\text{C}$, en condiciones ideales adiabáticas, (Figura 5.5).

Igualmente, la resistencia última no corresponde al valor a 180 días, pues

Propiedades	HC1	HC2	HC1-Vib	H0
w/c	0,40	0,40	0,40	0,50
ξ_∞	0,69	0,69	0,69	0,75
$k_\xi/\eta_{\xi 0} [10^8 1/hs]$	0,70	0,70	0,70	0,25
$\bar{\eta}$	10,50	10,50	10,50	7,00
$A_{\xi 0}/k_\xi [10^{-4}]$	1,00	1,00	1,00	1,00
$E_a/R [10^3 \text{ }^\circ K]$	5,00	5,00	5,00	5,00
$Q_\xi [10^7 J/m^3]$	7,00	7,00	7,00	7,79
ξ_{set}	0,30	0,30	0,30	0,20
A_1	3,47	3,47	3,47	1,51
B_1	-0,76	-0,76	-0,76	0,19
A_2	8,52	8,52	1,16	—
B_2	1,85	1,85	1,85	—
C_2	0,47	0,47	0,47	—
$f_\infty^- [MPa]$	42,0	40,0	40,00	30,0
$T_T [^\circ C]$	100,0	100,0	100,0	100,0
$T_{ref} [^\circ C]$	20,0	20,0	20,0	20,0
n_T	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabla 5.4: Propiedades utilizadas para el análisis numérico.

para un hormigón con una adición de cenizas del 65 % la resistencia última se alcanza a más largo plazo. El valor de la resistencia última se ha tomado como 40 *MPa* para el HC2, y de 42 *MPa* para el HC1, es decir, suponiendo una ganancia de resistencia de un 15% adicional respecto a la obtenida a 180 días.

En cuanto a las condiciones de curado, como se indica en la Sección 4.6 se ha tomado un valor de $n_T = 0$, pues no se dispone de datos suficientes para estimar el efecto de la temperatura en la resistencia última.

5.2.3 Ritmo de ejecución

Los primeros trabajos de excavación y movimientos de tierras de la presa de Rialb se inician en el año 1993. La construcción del cuerpo de presa se inicia en el verano de 1995, con el hormigonado de la cimentación. A partir de Septiembre de ese mismo año se inicia la colocación del hormigón compactado, en tongadas de 0.3 *m*. El proceso de construcción sufre una

parada desde Octubre de 1996 hasta Marzo de 1997, continuándose a partir de esa fecha hasta Diciembre de 1998 en el caso del bloque 1, finalizándose el cuerpo de presa completamente en Abril de 1999.

En verano de 1999 se realizó un llenado parcial de la presa para garantizar la temporada agrícola. Posteriormente se realizó un vaciado de la misma, encontrándose en estos momentos, primavera de 2000, de nuevo en proceso de llenado.

En la Figura 5.6 se presenta la evolución de la construcción del bloque 1 de la presa. Se pueden apreciar, tanto la velocidad media mensual de construcción como todas las paradas efectuadas.

Juntas horizontales

En los inicios de la técnica del hormigón compactado, uno de los principales problemas fue el de conseguir una buena unión entre tongadas. Con las presas de hormigón pobre no se consigue una buena soldadura entre tongadas, por lo que la permeabilidad es elevada, debiéndose construir barreras impermeables en el paramento aguas arriba. Además, el bajo contenido en pasta daba lugar a valores elevados de porosidad. A partir de la construcción de la presa de Upper Stillwater (Utah, USA) se empezaron a construir presas donde se utilizaban mezclas de alto contenido en pasta, con el objetivo de mejorar tanto la permeabilidad como la unión entre tongadas. El resultado

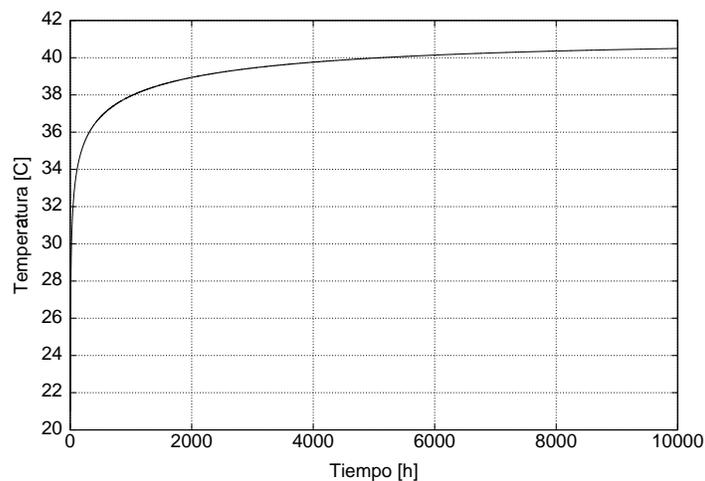


Figura 5.5: Evolución de las temperaturas del salto adiabático a largo plazo

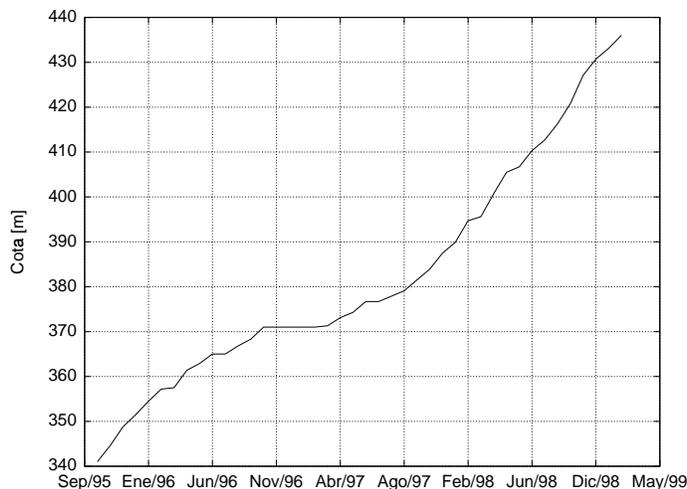


Figura 5.6: Ritmo de ejecución del bloque 1 de la presa de Rialb.

fue que las juntas que habían sido tratadas adecuadamente con mortero de retoma sí presentaban una buena resistencia al corte, pero no así las que no habían recibido tratamiento alguno, donde la cohesión fue sólo de un 77% respecto a la cohesión obtenida en el HCR original sin juntas (Hansen 1995). De ahí surge la necesidad de ensayar exhaustivamente las juntas horizontales, lo cual debe ser motivo de proyecto. En la presa de Rialb, dado el objetivo de construir una presa fría, se estudió exhaustivamente en la losa de ensayo el tipo de tratamiento necesario según el tipo de juntas (Hijós y Moreno 1995), obteniéndose los siguientes resultados:

1. Hasta 13 horas es probable que se haya producido unión entre tongadas sin tratamiento (junta caliente).
2. Por encima de 13 horas no existen datos fiables sobre el pegado entre tongadas.
3. A partir de 23 horas no se produce dicha unión salvo en el caso de utilización de mortero de retoma, con barrido previo de la superficie (junta fría).

A partir de estos resultados se puede determinar el ritmo de ejecución necesario para evitar la formación de juntas frías. En consecuencia, en la presa de Rialb se ejecutaban una serie de tongadas de forma consecutiva, de 6 hasta 10, oscilando el intervalo de tiempo entre tongadas entre las 6 y las 8 horas. Posteriormente, se hacía un tratamiento de la junta fría, para volver

a hormigonar después de un período que oscila entre los 10 y los 20 días. De este manera se permite una disipación del calor mediante convección con el ambiente, en un orden de magnitud que depende del tiempo entre grupos de tongadas.

El tratamiento a seguir según el tipo de junta ejecutada fue el siguiente:

1. Juntas calientes. El tiempo máximo entre dos tongadas sucesivas será de 8 horas, no precisándose tratamiento alguno
2. Juntas templadas. El tiempo transcurrido entre dos tongadas oscila entre 8 y 12 horas. Es precisa la utilización de mortero de retoma.
3. Juntas frías previstas. Debe realizarse un lavado con chorro de aire y agua entre 4 y 12 horas después de hormigonar. Igualmente, se usa mortero de retoma.
4. Juntas frías imprevistas. Debe realizarse un lavado con chorro de aire y agua, a alta presión, antes de hormigonar. Se usa mortero de retoma.

5.3 Caso de referencia

En esta Sección se presentan los resultados del análisis termo-mecánico de la presa de Rialb, durante su construcción y a largo plazo. Dichos resultados se comparan con los datos obtenidos de los termómetros con los que se instrumentó la presa durante su construcción.

Además, se describe la metodología seguida para el estudio y se justifica el valor de los parámetros utilizados.

5.3.1 Modelo numérico

Para el análisis 2D realizado se ha discretizado por elementos finitos uno de los bloques de la sección central de la presa, en concreto el bloque 1, (ver Figura 5.2). La malla utilizada representa el cuerpo de presa, la cimentación, la roca de apoyo y los paramentos.

El modelo utilizado permite simular el proceso evolutivo de la construcción de la presa. Para ello, los elementos finitos de cada una de las

tongadas se van activando en el momento correspondiente a su colocación. Cada tongada se ha discretizado de forma independiente mediante dos filas de 30 elementos cada una. Para el cuerpo de presa se han utilizado 17.476 elementos, siendo el número total de elementos 18922.

La temperatura inicial de cada uno de los elementos se fija de manera automática, siendo ésta igual a la de su temperatura de hormigonado. Esta temperatura de puesta en obra se ha supuesto igual a la temperatura ambiente correspondiente a la época de hormigonado + 2 °C. Este aumento se debe a las condiciones de almacenamiento y manipulación de los materiales en el proceso de producción y transporte del hormigón. Dicho aumento fue estudiado en obra, obteniéndose este resultado. En la Figura 5.7 se presenta un resumen de las temperaturas medias mensuales registradas en la presa durante el año 97, y utilizadas para la realización del análisis.

Durante la construcción de la presa, la temperatura en la superficie superior de la tongada en contacto con el aire se fija automáticamente, en un principio, igual a la de la temperatura ambiente correspondiente a la fecha de colocación. Por otra parte, no se tiene en cuenta la oscilación térmica día-noche, pues según estudios realizados por J.J. Geringer (1995) en presas Surafricanas, la temperatura de colocación es equivalente a la media de temperatura día-noche y este valor puede utilizarse para estimar la temperatura final.

Para simular la transferencia de calor por los laterales de la presa hacia el

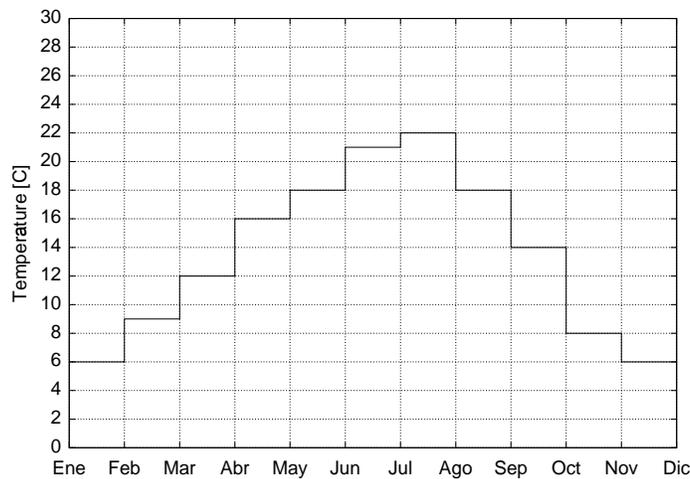


Figura 5.7: Temperaturas medias mensuales registradas durante el año 1997 en la presa Rialb.

exterior se considera una superficie de convección-radiación. El coeficiente de convección-radiación depende de muchos parámetros, tales como la velocidad del viento, la cantidad de horas de insolación, etc, variando su valor entre $h = 21000 - 29000 \text{ J/m}^2$ para aire en calma y los $h = 105000 \text{ J/m}^2$ para condiciones de fuerte turbulencia (González y Barrau 1995). Dada la dificultad de estimar este parámetro, se ha tomado un valor de $h = 25000 \text{ J/m}^2$, constante para todo el análisis. De todas maneras, la influencia de factores tales como la convección es menor que los errores de estimación de otros parámetros como la temperatura ambiente (de Blas et al. 1995).

La simulación de la construcción se ha realizado mediante la activación automática de los elementos correspondientes a cada tongada, de acuerdo con el ritmo real de construcción. De la misma manera, la temperatura ambiente cambia automáticamente según el mes del año en el que nos encontremos.

5.3.2 Estimación de los parámetros

Previamente a la realización del análisis 2D suele ser práctica habitual la realización de un análisis 1D, dada su sencillez y su bajo coste computacional. Este tipo de estudios se justifica en el hecho de que gran parte del hormigón del cuerpo de presa se encuentra a gran distancia de los paramentos, lo que, unido su baja conductividad, hace que las condiciones atmosféricas tengan una influencia prácticamente nula en la evolución térmica. Por ello, un modelo unidimensional de flujo vertical, donde no se tiene en cuenta el flujo horizontal, puede abordar de forma satisfactoria el análisis de la evolución térmica durante la construcción, especialmente en lo referido a temperaturas máximas alcanzadas y calor retenido en el núcleo (Salette 1999).

Estos modelos tienen el inconveniente de no poder reproducir el flujo térmico transversal en el cuerpo de presa, con lo que no es posible reproducir el proceso de enfriamiento natural de la presa una vez finalizada la construcción.

Análisis térmico unidimensional

A partir de los termómetros situados en la sección de la presa, y siguiendo la misma metodología que en los análisis 2D, se realizó un análisis térmico unidimensional, con el objetivo de comprobar si las hipótesis utilizadas eran

correctas.

Se comprobó que la temperatura máxima obtenida para las tongadas ejecutadas en invierno era dos grados inferior a la obtenida en obra. Igualmente, para las tongadas ejecutadas en verano, la temperatura máxima era entre 4 y 5 grados inferior. Este error es debido a que en las hipótesis iniciales no se tuvo en cuenta el efecto de la insolación en la cara superior (de Blas et al. 1993).

Así, durante la construcción de la presa, la temperatura en la superficie superior de la tongada en contacto con el aire se fija automáticamente igual a la de la temperatura ambiente correspondiente a la fecha de colocación $+ 2\text{ }^{\circ}\text{C}$ para las tongadas colocadas en invierno, otoño y primavera y se fija en la temperatura ambiente $+ 4,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ para las tongadas colocadas en verano.

Igualmente, se comprobaron los valores de conductividad a partir de los termómetros 352-352p, Figura 5.14, confirmándose como correctos los valores indicados en la Tabla 5.3. En cuanto a la calidad de los resultados obtenidos, estos fueron idénticos a los presentados en el análisis bidimensional para el período de construcción y para los termómetros 352-05, 352-05p, 360-05, 377-05, 392-06 y 408-05, (ver Sección 5.3.3).

5.3.3 Análisis térmico bidimensional

La distribución de temperaturas en una presa de HCR es fundamentalmente un problema bidimensional, ya que, al eliminarse las caras laterales de los bloques, no existe flujo de calor en sentido longitudinal.

Para realizar el análisis numérico de la construcción, tanto en el caso unidimensional como en el bidimensional, se ha activado cada una de las tongadas según el ritmo real de construcción, usando pasos de tiempo de 6 horas a 8 horas. Es necesaria la utilización de pasos tan pequeños para poder capturar el efecto de hidratación del hormigón en las primeras horas, aunque ello conlleva un elevado coste computacional.

Termómetros situados en el cuerpo de presa

Con objeto de validar el modelo numérico y las hipótesis utilizadas se comparan los resultados obtenidos por el modelo con los resultados experimen-

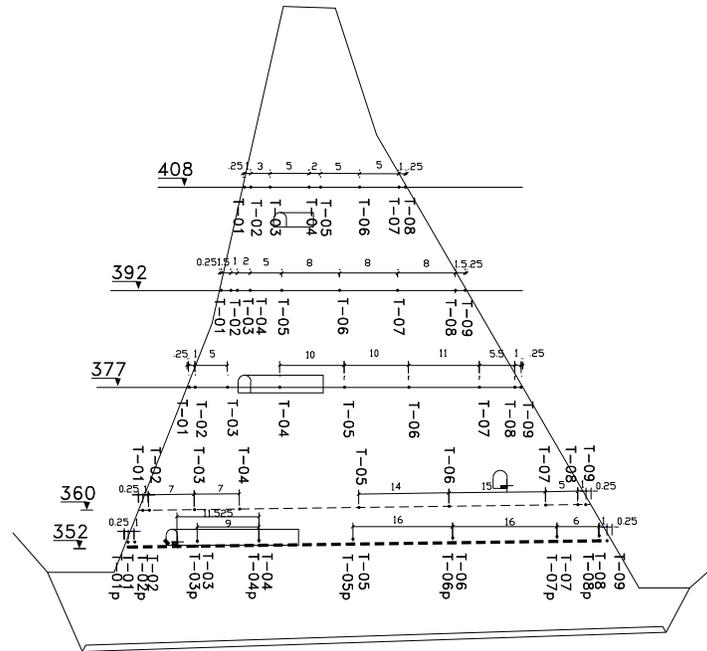


Figura 5.8: Ubicación de los termómetros instalados en el bloque 1

tales recogidos en obra por una serie de termómetros instalados en el bloque 1. Estos termopares están ubicados a diferentes cotas, siendo su error de medida inferior a $0.1\text{ }^{\circ}\text{C}$. La adquisición de los datos se realizó de forma automática, siendo luego almacenados en una base de datos informáticos. La instalación de toda la instrumentación de la presa corrió a cargo de *Ingeniería de Instrumentación y Control*, del Grupo Eptisa. En la Figura 5.8 se presenta un plano con la ubicación de los mismos. Para referirse a los termómetros se utilizará la notación siguiente: cota + n^o de termómetro.

En la Figura 5.9 se presentan los resultados obtenidos por el modelo numérico utilizado, en línea continua, y los obtenidos a partir de los termómetros con los que se instrumentó la presa, en asteriscos. Ambos termómetros están situados en el centro del cuerpo de presa, a 40 m del paramento aguas arriba en el caso del 352-05 y a 34.5m en el caso del 360-05, en las cotas 352 y 360, respectivamente. En el caso del termómetro 352-05 se colocaron de forma consecutiva 10 tongadas en tres días, en Diciembre de 1995. El pico de temperatura obtenido fue de $19\text{ }^{\circ}\text{C}$, es decir, hubo un incremento de temperatura en esta primera etapa de unos $9\text{ }^{\circ}\text{C}$. El siguiente grupo de tongadas se ejecutó 35 días más tarde, siendo la disipación térmica por convección con el ambiente de unos $2,5\text{ }^{\circ}\text{C}$. A partir de aquí,

se produce una elevación progresiva de la temperatura, debida básicamente a dos efectos:

1. Una vez colocadas las tongadas superiores, la temperatura comienza a subir, debido, tanto a que en los primeros momentos su temperatura es más elevada que la de las tongadas inferiores y al aislamiento térmico que producen sobre ellas.
2. Por la generación de calor producida por el hormigón de la propia tongada y por el flujo de calor proveniente de las capas inferiores, pues la reacción puzolánica sigue activa durante un período superior a un año. A este efecto contribuye el hecho de que el hormigón se encuen-

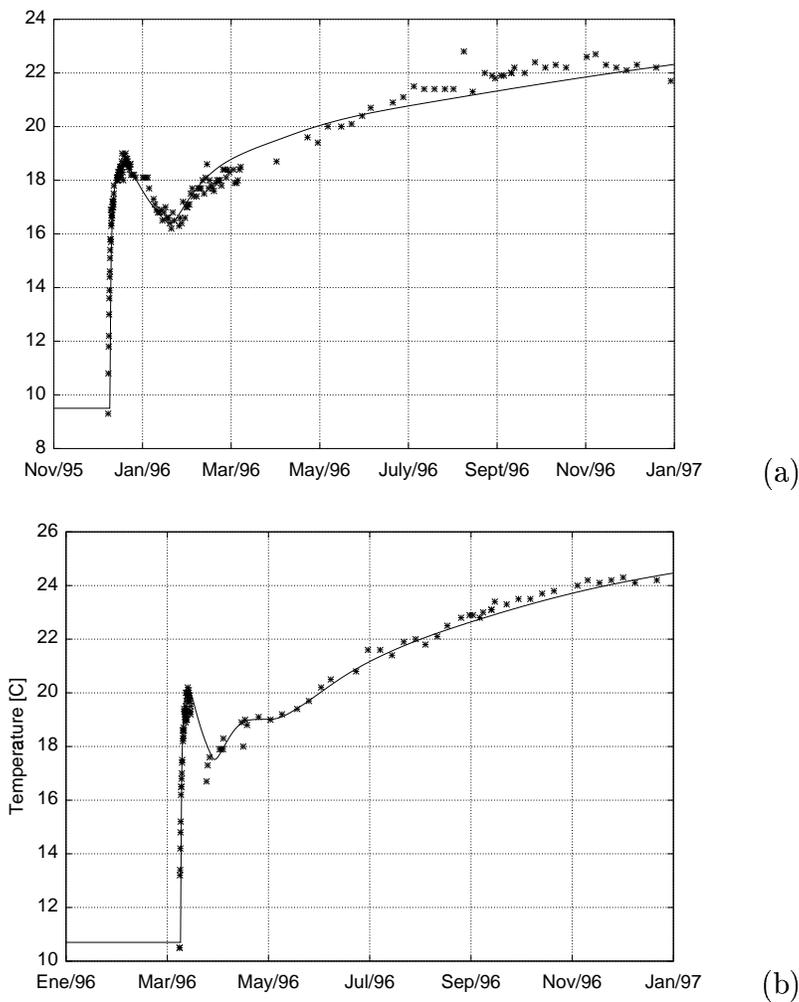


Figura 5.9: Termómetros: (a) 352-05 y (b) 360-05.

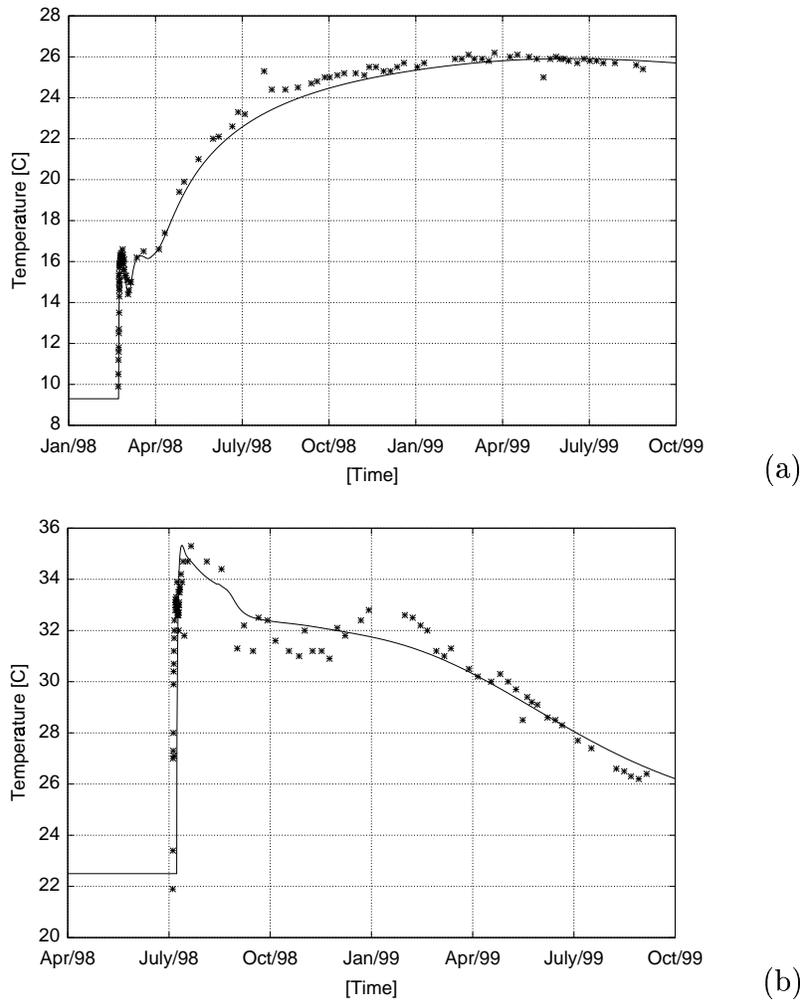


Figura 5.10: Termómetros: (a) 392-06 y (b) 408-05

tre en condiciones prácticamente adiabáticas, por lo que la disipación térmica ambiental es despreciable frente al calor de hidratación generado.

Señalar que sólo se presentan los resultados para el primer año para los termómetros 352-05 y 360-05, pues el efecto de una galería que atraviesa la presa desde aguas arriba a aguas abajo, por la que empezó a circular agua en Enero de 1997, produjo una brusca caída de la temperatura del hormigón circundante, de más de 5°C . Este enfriamiento no puede tenerse en cuenta en un análisis bidimensional. En el resto de los termómetros situados en tongadas construídas en invierno, esto es, el 360-05 y el 392-06, Figuras 5.9(b) y 5.10(a), el comportamiento es muy similar al anteriormente

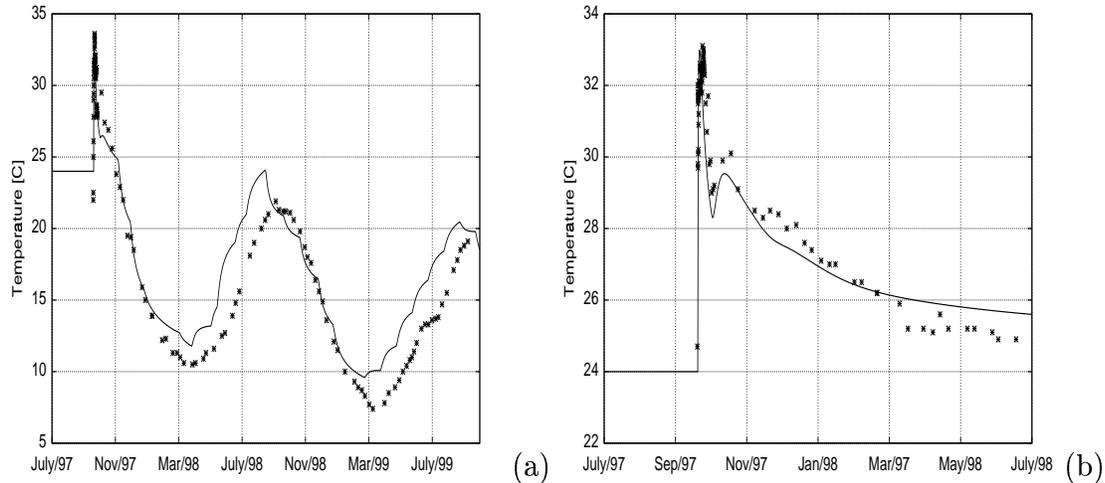


Figura 5.11: Termómetros: (a) 377-02 y (b) 377-05.

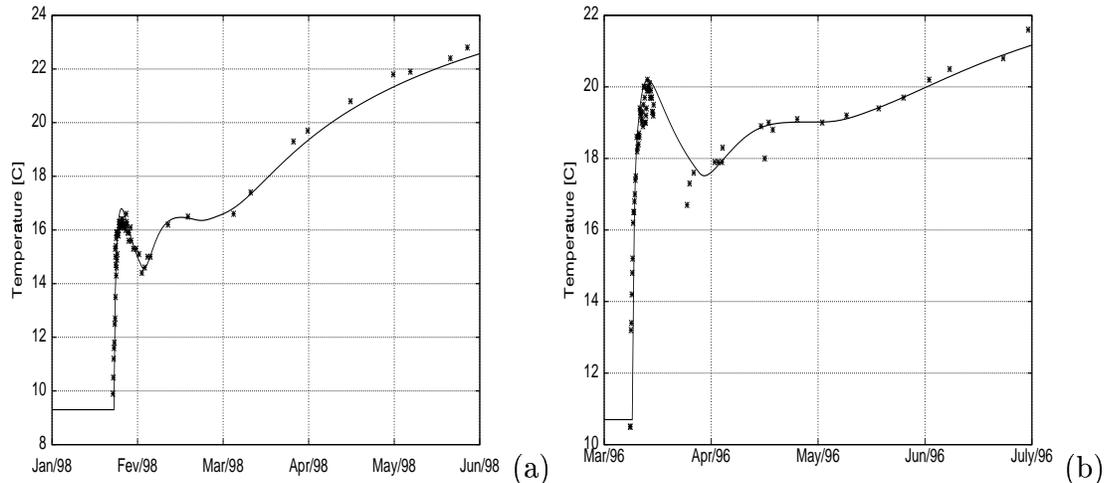


Figura 5.12: Termómetros: (a) 392-06 para los cuatro primeros meses y (b) 360-05 para los cinco primeros meses.

mencionado, aunque el pico obtenido en el caso del 392-06, es inferior a los anteriores, pues tan sólo se ejecutaron 4 tongadas consecutivas, frente a las 10 de la cota 352 y a las 8 de la cota 360. Posteriormente, se dejó la junta fría correspondiente y no se volvió a construir hasta pasados doce días.

En la Figura 5.12 puede observarse como para las primeras edades el modelo es capaz de simular perfectamente la evolución de las temperaturas, así como las diferentes pendientes de elevación de la temperatura, las cuales dependen básicamente de la velocidad de construcción. Así, para el termómetro 392-06 la pendiente es más elevada, pues el ritmo de construc-

ción en las fechas posteriores a la colocación fue muy superior respecto al seguido en los meses siguientes de la ejecución de la cota 360. De hecho, en las figuras 5.9 y 5.10 puede observarse como, pese a que el pico en el termómetro 392 es mucho más bajo, la temperatura máxima alcanzada un año después de la construcción es de $26\text{ }^{\circ}\text{C}$, frente a los $24\text{ }^{\circ}\text{C}$ de la cota 360. A partir de esa fecha comienza ya el enfriamiento natural para la cota 392, comenzando a descender ligeramente la temperatura.

El comportamiento de las tongadas ejecutadas en verano, Figuras 5.11 (b) y 5.10 (b), es un poco diferente, pues después del pico inicial se produce una progresiva bajada de la temperatura, ya que las tongadas ejecutadas en los meses posteriores son colocadas a una temperatura muy inferior a los $34\text{-}36\text{ }^{\circ}\text{C}$ que se alcanzan. Por tanto, se produce un enfriamiento progresivo debido a un fenómeno de conducción de calor hacia las capas superiores e inferiores.

En todo caso, los resultados obtenidos a través del modelo numérico son muy buenos, consiguiéndose ajustes prácticamente exactos para los termómetros anteriormente comentados.

Termómetros de los paramentos

En las Figuras 5.13 y 5.11 (a) se presentan los resultados para diversos termómetros situados en el paramento aguas arriba. Se puede apreciar co-

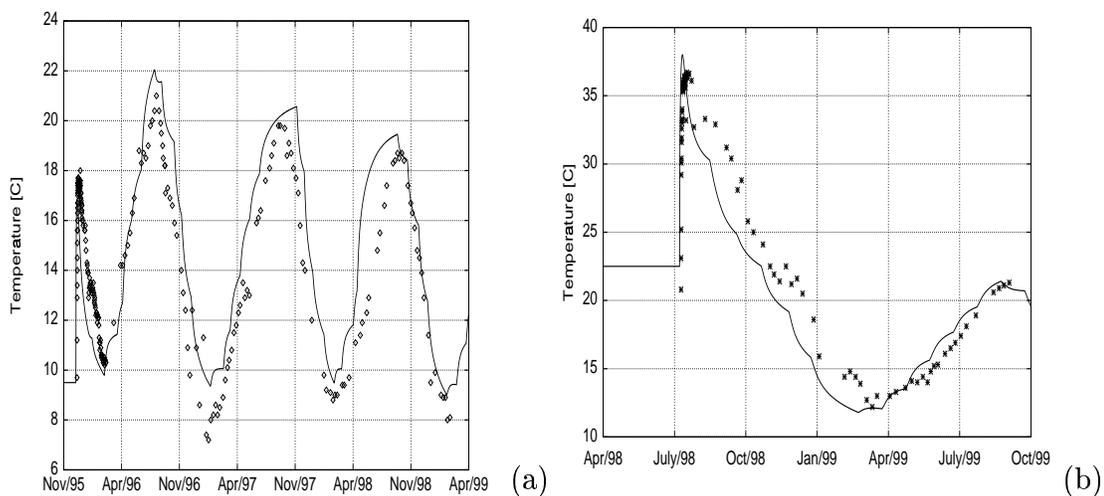


Figura 5.13: Termómetros: (a) 352-02 y (b) 408-02, situados a $1,25\text{ m}$ del paramento aguas arriba.

mo, después de un primer pico debido al calor de hidratación, se produce una bajada brusca de la temperatura, pues el termómetro se ve completamente afectado por la oscilación térmica ambiental.

Termómetros sobre junta caliente

Para comprobar el efecto sobre el incremento de temperaturas, se instaló una fila de termómetros en la cota 352, los 352p, en la tongada inmediatamente superior a la que se encuentran los termómetros 352. El interés radicaba en el hecho de que esta tongada se ejecutó sobre junta caliente. En la Figura 5.14 podemos observar que los saltos térmicos de ambos termómetros son prácticamente idénticos. Ahora bien, en el caso del 352-05p la disipación debida a la ejecución de la junta fría es del orden de $0,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ superior a la del 352-05. Esto se debe a que el 352-05p está más cerca de la superficie, por lo que se ve más influenciado por las condiciones atmosféricas. A largo plazo, la temperatura final obtenida en ambos termómetros es prácticamente idéntica, debido a la conducción.

Debe indicarse que, instalar dos filas de termómetros consecutivas es un excelente método para la calibrar la conductividad de un hormigón, por lo que es muy aconsejable su instalación, sobre todo en losas de ensayo previas a la construcción de una presa de HCR. Igualmente, remarcar el buen ajuste conseguido por el modelo numérico utilizado.

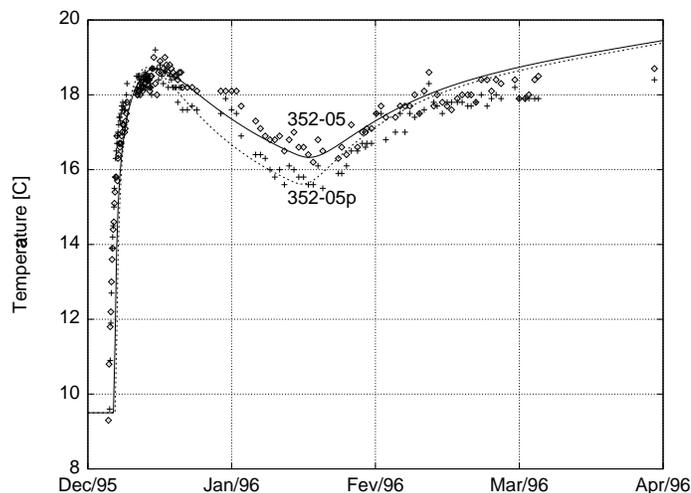


Figura 5.14: Termómetros: 352-05 y 352-05p para los primeros cuatro meses.

Termómetros de la cota 392

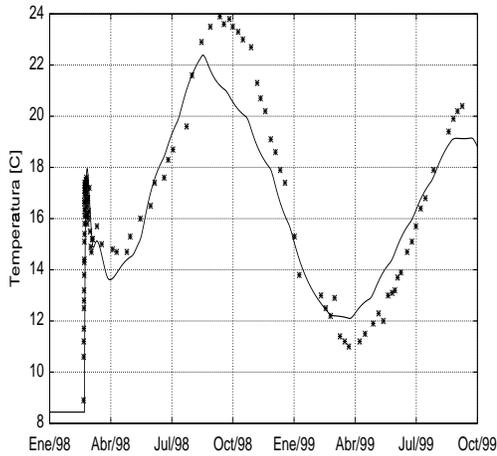
Para estudiar la influencia de la conducción de calor en sentido horizontal se colocaron 9 termómetros en cada una de las filas. En la Figura 5.15 podemos observar la evolución de temperaturas para los termómetros colocados en la cota 392. En particular, se presentan los termómetros 392-02, 392-04, 392-05, 392-06, situados a 1,75 m, 3,75 m, 8,75 m y 16,75 m del paramento aguas arriba, respectivamente, y los termómetros 392-07 y 392-08 situados a 9,75 m y 1,75 m del paramento aguas arriba, respectivamente. Se escoge esta fila de termómetros pues en la 352 y en la 360 sólo son válidos los datos correspondientes al primer año, mientras que la 377 está muy influenciada por la presencia de una galería ubicada en esa misma cota.

De la observación de los resultados obtenidos vemos como el modelo es capaz de representar de forma idónea el flujo de calor horizontal existente, debido a la disipación que se produce por los laterales. Así, mientras que el termómetro situado en el centro del cuerpo de presa, el 392-06 no se ve afectado por las temperaturas exteriores, el resto sí lo está, en mayor o menor medida, según su distancia a los paramentos. Se aprecia como los termómetros 392-05 y 392-07 situados a casi 10 m de los paramentos sí notan la caída de temperatura que se produce en el invierno de 1999, un año después de su colocación, siendo la bajada de temperaturas experimentada de unos 2°C . En cambio, para el 392-04 se produce un caída de seis grados, tres menos en el modelo, pues quizá no se ha valorado adecuadamente la temperatura ambiente o el valor del coeficiente de convección h .

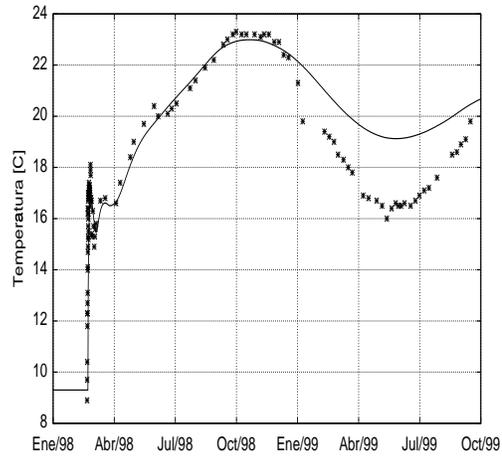
Otro aspecto a remarcar es que, si se observan los termómetros 392-02 y 392-08, situados junto al paramento aguas-arriba y al paramento aguas-abajo, respectivamente, vemos como la temperatura medida es del orden de 4°C superior en el caso del paramento aguas abajo. Esto es debido a su orientación, por lo que las horas de insolación son superiores en el paramento aguas arriba.

Mapas de isoterperatuturas

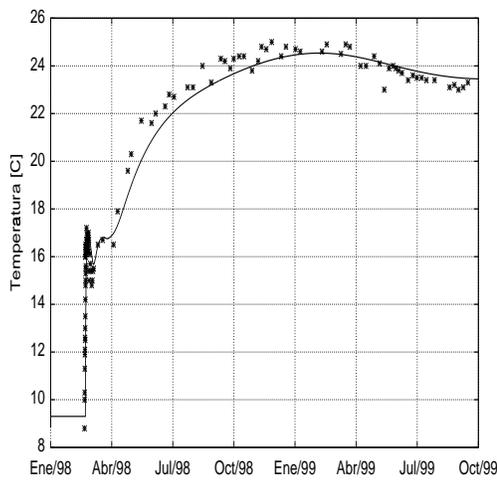
La Figura 5.16 muestra las líneas de isoterperatuturas en el cuerpo de presa durante su construcción. Cada una de las figuras corresponde a los siguientes meses y cotas alcanzadas: (a) Mayo/96, 363 m. (b) Mayo/97, 372 m. (c) Enero/98, 390 m. (d) Agosto/98, 412 m. (e) Enero/99, 436 m. Las temperaturas más elevadas corresponden a los periodos de construcción en



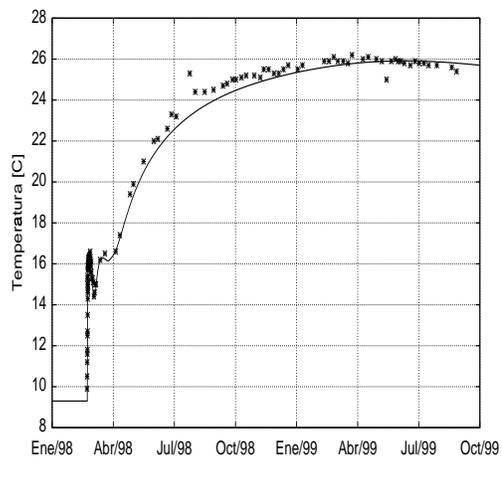
(a)



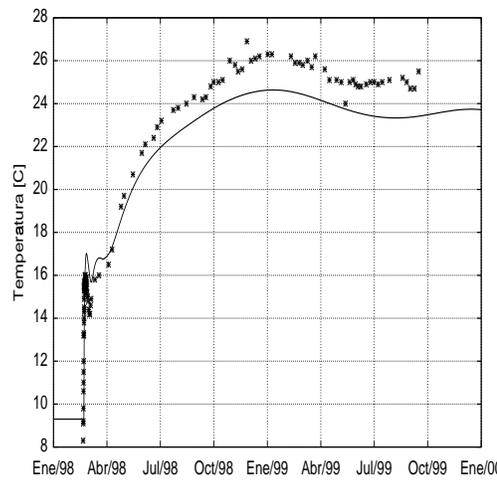
(b)



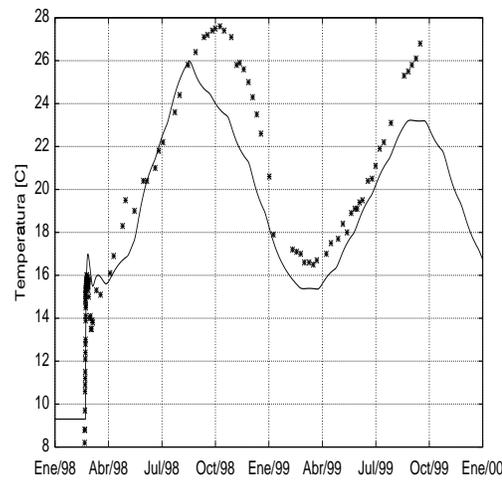
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 5.15: Termómetros: (a) 392-02, (b) 392-04, (c) 392-05, (d) 392-06, (e) 392-07, (f) 392-08.

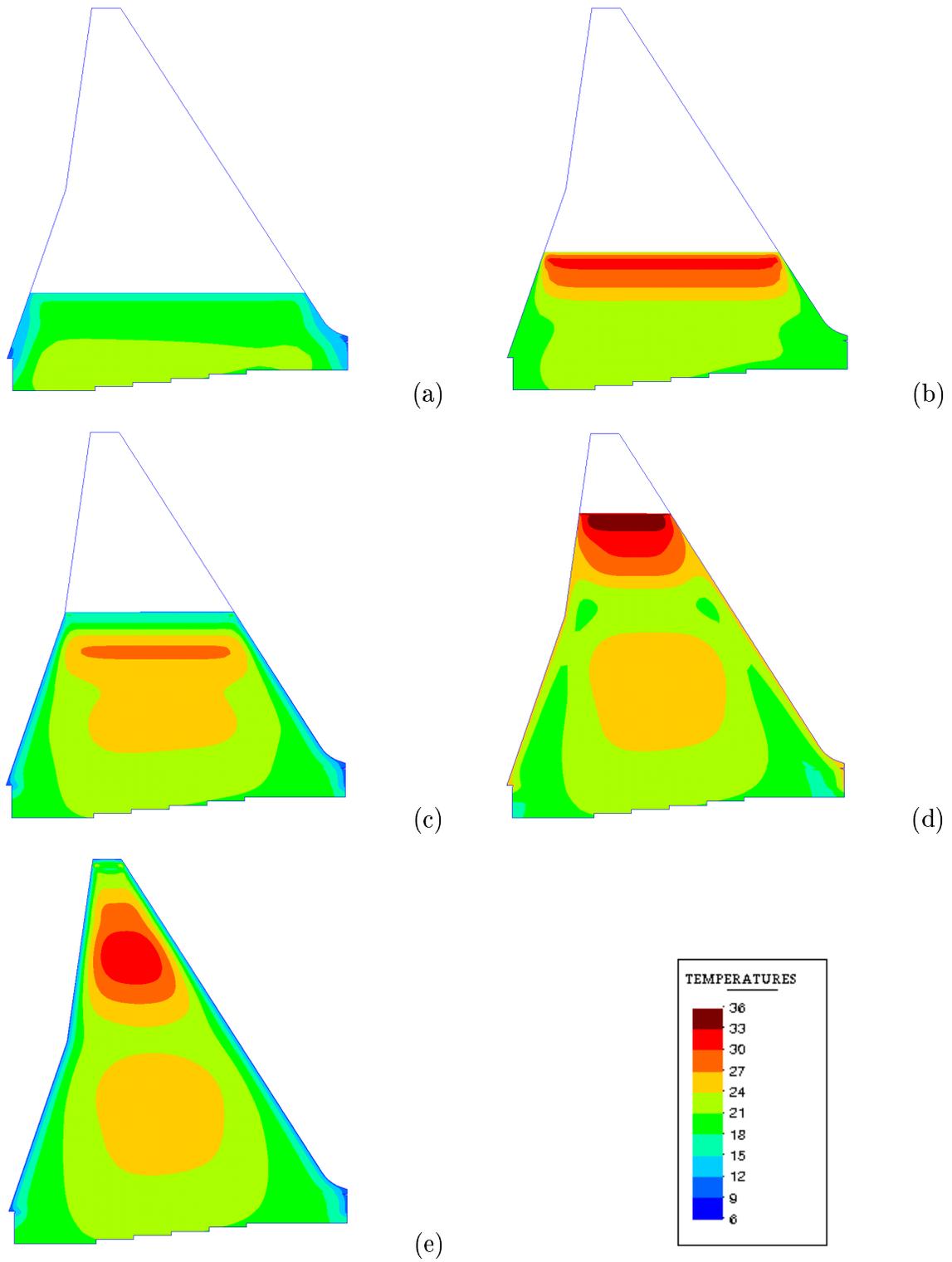


Figura 5.16: Evolución de las temperaturas a corto plazo.

verano, aunque en los veranos de 1996 y de 1997 el ritmo de construcción es muy lento, por lo que el número de tongadas ejecutadas en esos períodos fue muy pequeño. La máxima temperatura se alcanza en verano de 1998, coincidiendo con un elevado ritmo de puesta en obra, colocándose en el período Junio-Septiembre 35 tongadas. Nótese que entre la imagen (a) y la (b) hay un calentamiento de las tongadas colocadas en Invierno, debido al calor de hidratación generado por el hormigón y al flujo vertical de calor proveniente de las capas inferiores. Las variaciones estacionales sólo afectan a las capas más superficiales, siendo los gradientes térmicos entre la superficie y el interior de la presa muy acusados, del orden de $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ para las tongadas ejecutadas en verano de 1998, como se observa en la imagen (e).

La Figura 5.17 muestra las líneas de isoterma para los 10 años siguientes a la finalización de la construcción. Todas las imágenes corresponden a la época de invierno, al mes de Enero de los siguientes años: (a) 1999, (b) 2001, (c) 2003, (d) 2005 y (e) 2008. En esta figura se puede apreciar como la temperatura va disminuyendo progresivamente, pues se produce una disipación del calor generado durante las reacciones de hidratación del hormigón hacia el medio ambiente y, en menor medida, hacia la roca de cimentación. El ritmo más lento de enfriamiento corresponde a la zona más próxima a la cimentación y la más rápida, a la zona superior, más estrecha. En la Figura 5.18 podemos apreciar la evolución de las temperaturas para diferentes cotas. Los números corresponden a las cotas siguientes: (1) 352 m, (2) 360 m, (3) 377 m, (4) 392 m y (5) 408 m. Vemos claramente como el enfriamiento es tanto más rápido cuanto mayor sea la cota. Incluso para la cota 408, a partir de Septiembre de 2000, ya se produce una cierta oscilación térmica, ya que se ve afectado por las condiciones ambientales, aunque continua con el enfriamiento. A la vista de las Figuras 5.17 y 5.18 podemos apreciar como la temperatura tiende a estabilizarse lentamente y prácticamente la distribución de temperaturas está sujeta solamente a las variaciones estacionales. En la Figura 5.19, se presentan las variaciones estacionales de la presa nueve años después de su finalización. Las instantáneas corresponden a las siguientes épocas: (a) Enero/2007, (b) Abril/2007, (c) Julio/2007, (d) Octubre/2007, (e) Enero/2008. Puede observarse como las variaciones estacionales sólo afectan a las zonas cercanas a los paramentos y a la parte superior de la presa, mientras el interior prácticamente no se ve afectado por las oscilaciones térmicas ambientales.

Un factor importante para la interpretación de resultados es que no se

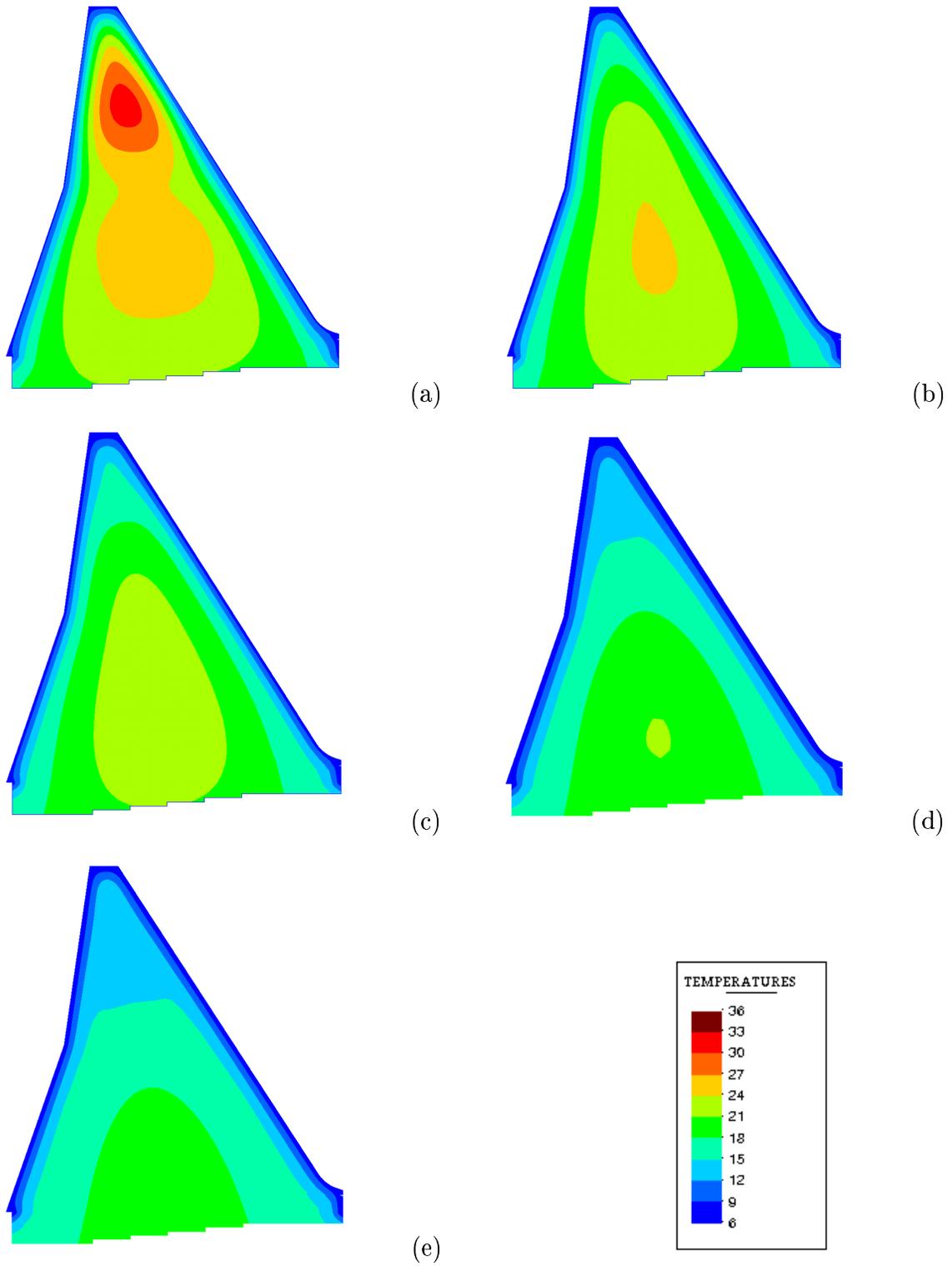


Figura 5.17: Evolución de las temperaturas a largo plazo.

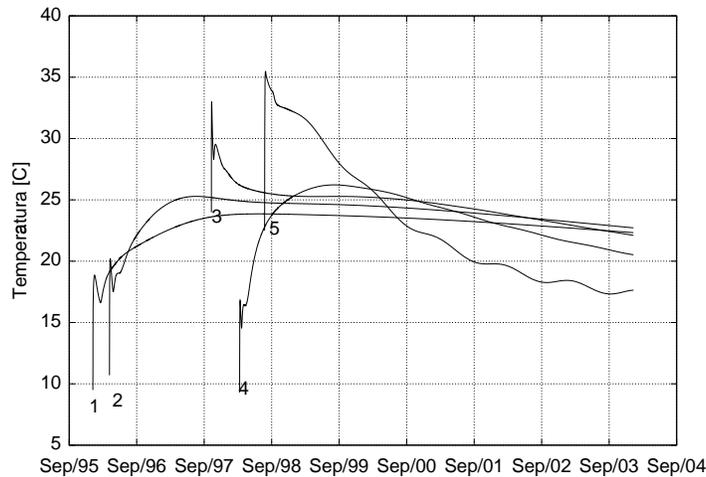


Figura 5.18: Evolución de la temperatura a largo para diferentes cotas.

ha tenido en cuenta el efecto del embalse lleno. Esto es así, debido a la falta de datos sobre la temperatura anual del agua y al ritmo de llenado. Por otra parte, en Alvaro (1996) se puede ver como en los embalses estudiados, la estratificación térmica sólo se produce entre los meses de Mayo y Octubre. Además, el gradiente de temperaturas entre el fondo y la superficie no tiene por que ser lineal, dependiendo de parámetros tales como la velocidad del agua, del tiempo de estancia en el pantano, entre otros factores. El resto de meses del año, la distribución de temperaturas es casi uniforme. En cuanto a la temperatura del agua, ésta es de valor superior a la media ambiental en invierno e inferior en verano, por lo que, ante la falta de datos disponibles se ha decidido no tenerla en cuenta.

Desarrollo de la resistencia

El desarrollo de las resistencias a tracción y a compresión está ligado a la temperatura a la que se ha realizado el proceso de curado, debido al efecto de termoactivación de la reacción de hidratación del hormigón. En la Figura 5.20 se muestra la distribución de las resistencias a tracción y a compresión un año después de la finalización de la construcción. Nótese que en el núcleo de la presa la resistencia alcanzada es mayor que en los paramentos, debido a la mayor temperatura de curado.

En la Figura 5.21 se muestra la distribución de la resistencia a tracción y a compresión dos años después de finalizada la presa. Se puede observar

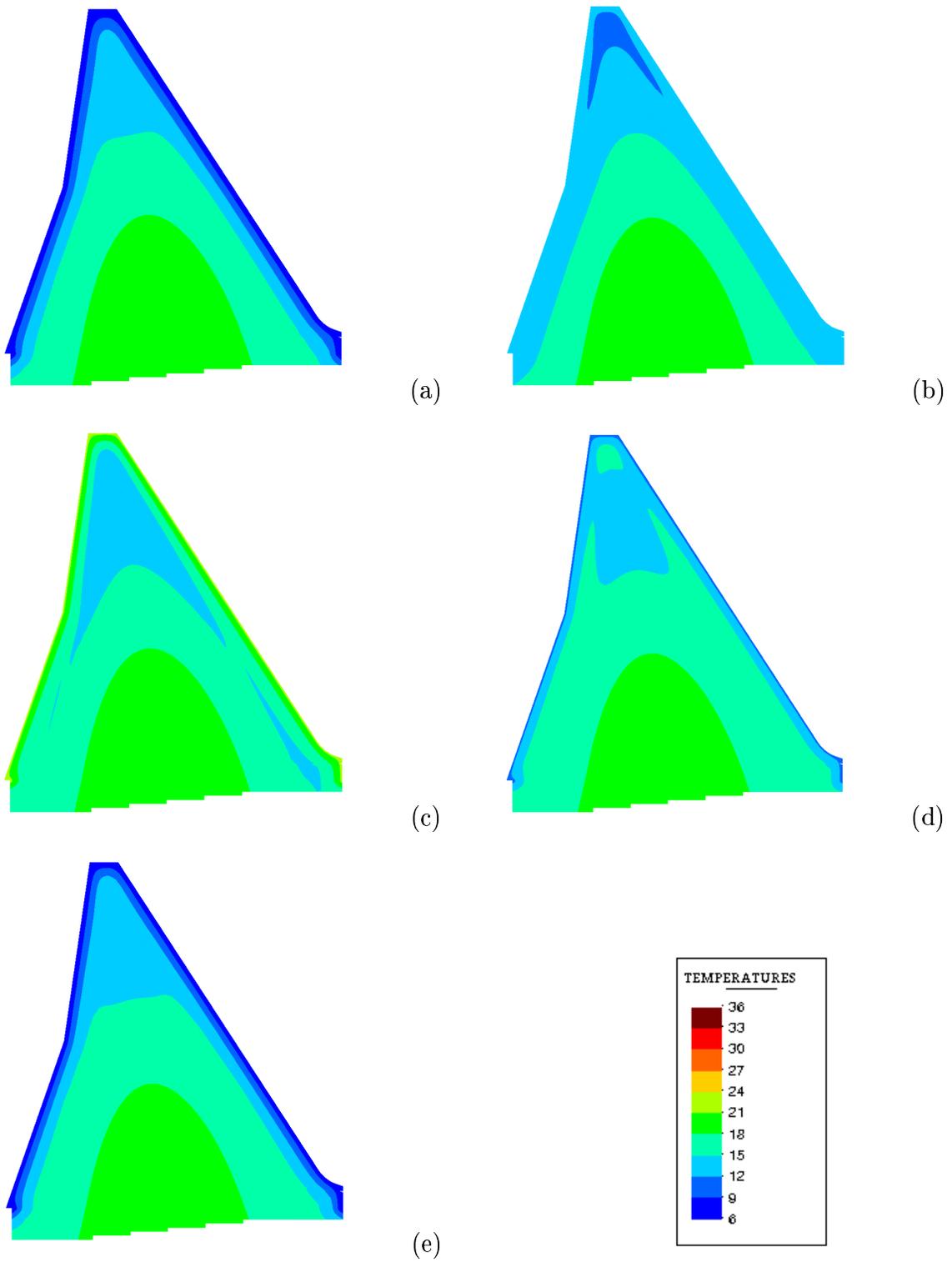


Figura 5.19: Variación estacional de las temperaturas.

como la reacción de hidratación del hormigón continúa, debido al efecto de las cenizas volantes.

Reseñar que la distribución de tensiones a tracción y a compresión no coincide, pues el proceso de envejecimiento de ambas es diferente, siendo de vital importancia la evolución de la resistencia a tracción para evaluar el riesgo de fisuración frente a acciones térmicas.

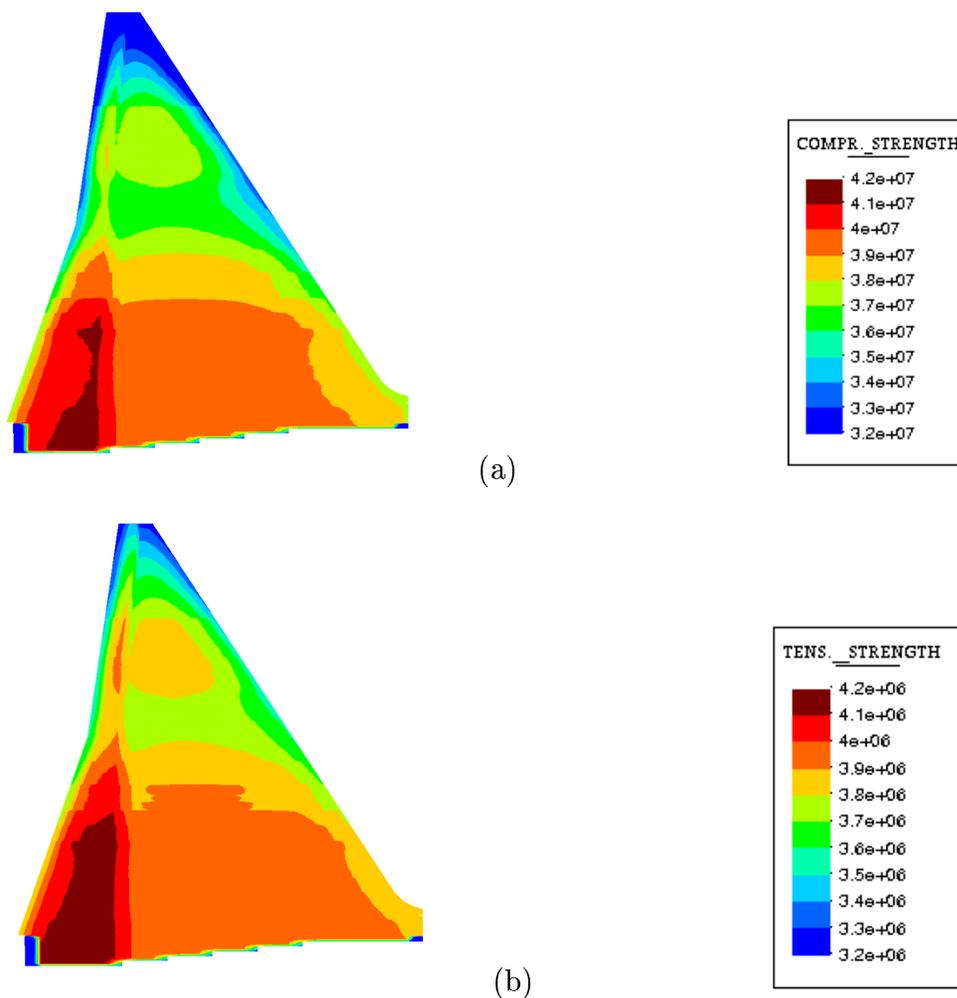


Figura 5.20: Distribución de: (a) Resistencia a compresión y (b) Resistencia tracción, un año después de la finalización de la presa.

5.3.4 Análisis mecánico

En un principio, el desarrollo de las presas de HCR estuvo ligado a conseguir una construcción más económica. Ahora bien, los requerimientos de diseño exigibles para un presa de hormigón compactado no deberían diferir mucho de los de las presas de hormigón convencional. Por tanto, el criterio de diseño debe ser asegurar la integridad, durabilidad e impermeabilidad de la estructura. En consecuencia, sea cual sea la tecnología utilizada, debe reducirse el riesgo de fisuración, especialmente la fisuración de origen térmico. Esto implica la construcción de juntas de dilatación, de métodos de post-refrigeración del hormigón y otras medidas que tienen, en cualquier caso,

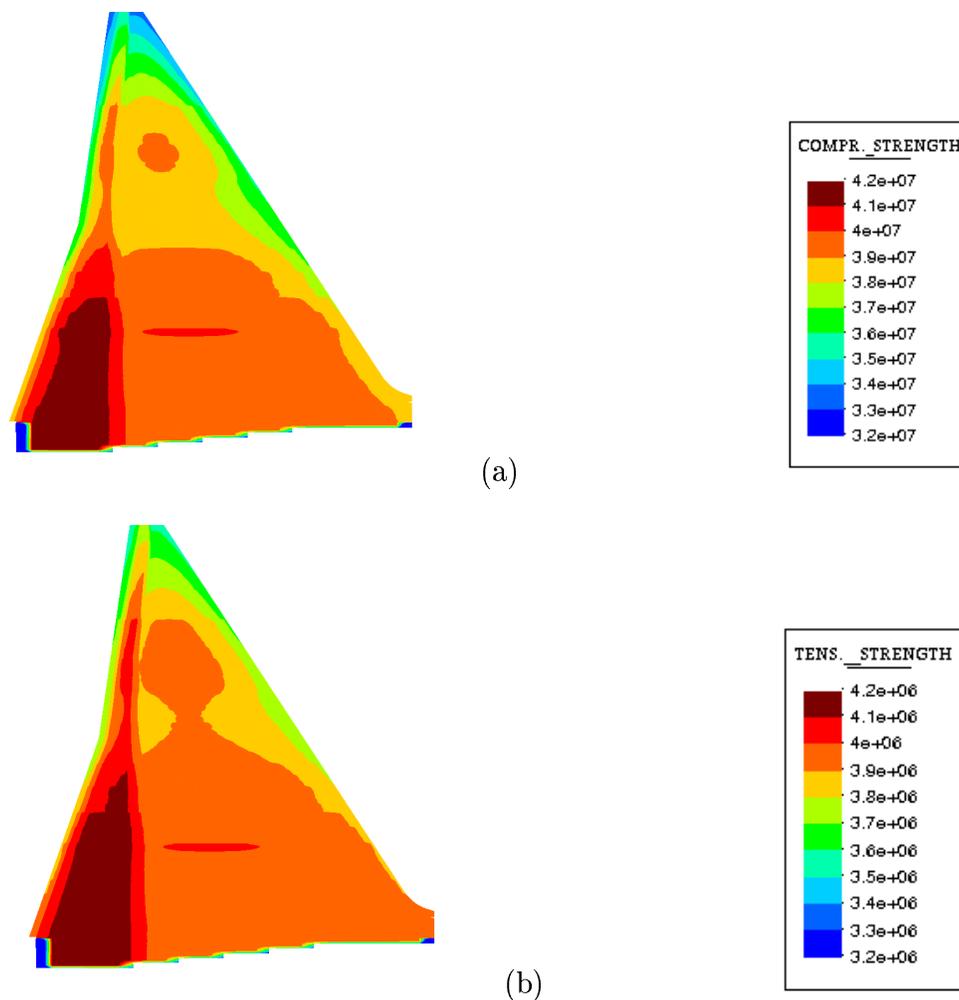


Figura 5.21: Distribución de: (a) Resistencia a compresión y (b) Resistencia tracción, dos años después de la finalización de la presa.

un gran coste económico. En el caso de las presas de HCR, en aras a aumentar la economía, se intenta realizar el menor número de juntas posibles. En el caso de las longitudinales, éstas pueden incluso llegar a suprimirse, pero no así las transversales (Nagayama et al. 1988). De hecho, las primeras presas de hormigón compactado realizadas en los Estados Unidos no incluían juntas de contracción transversales, a través de toda la estructura. Las únicas juntas eran, habitualmente, juntas iniciadas en el hormigón del paramento aguas arriba que se sellaban. Pero el agrietamiento transversal incontrolado en las presas de Galesville, Upper Stillwater y Stagecoach hizo ver la necesidad de la construcción de juntas transversales. Hoy en día, la práctica totalidad de las presas españolas y americanas de HCR se ejecutan con juntas transversales de dilatación.

Uno de los aspectos más característicos del HCR es su bajo contenido de cemento, lo que comporta un calor de hidratación notablemente bajo, en comparación con los hormigones convencionales. Sin embargo, la alta velocidad de puesta en obra hace que los incrementos de temperatura sean elevados. Este aumento de temperatura produce una dilatación en el hormigón, pero no se generan esfuerzos, debido a que el hormigón aún es fresco y tiene una elevada fluencia. Pero la posterior bajada de temperatura comporta una disminución de volumen que sí produce tensiones, pues el hormigón ya ha adquirido suficiente rigidez. Es la restricción externa e interna a la deformación volumétrica la que produce esfuerzos.

Generalmente, las restricciones al cambio de volumen se clasifican en restricción interna y restricción externa (Fujisawa y Nagayama 1985). La restricción externa está causada por la cimentación o por hormigón ya frío bajo la tongada a estudiar, caso de un parada en la construcción. La restricción interna está causada por el enfriamiento no uniforme de las distintas partes de la presa y por la distribución no uniforme de temperaturas en el interior de la presa, debido al proceso evolutivo de construcción.

Dentro del estudio del riesgo de fisuración deben distinguirse dos aspectos fundamentales:

1. La fisuración en el interior del cuerpo de presa, debida al proceso de enfriamiento desde una distribución de temperaturas no uniforme hasta alcanzar la temperatura media anual.
2. La fisuración de los paramentos, como consecuencia de los gradientes térmicos superficiales. Estos gradientes pueden llegar a ser muy

importantes, caso de un enfriamiento brusco de la temperatura ambiental.

La fisuración interna puede evitarse manteniendo un ritmo rápido de construcción, en el que la cara superior de las tongadas esté el mínimo tiempo en contacto con el aire, consiguiendo, además una distribución de temperaturas suave, sin grandes gradientes. Esto comporta la utilización de hormigones de un bajo calor de hidratación.

La fisuración de los paramentos es difícil de evitar si no se utilizan encofrados que aislen térmicamente el hormigón. Pese a que estas fisuras no suelen ser importantes, del orden de mm , sí pueden poner en peligro la durabilidad de la presa, ya que pueden progresar hacia el interior de la misma.

En esta sección se realiza un análisis mecánico de la presa de Rialb, tanto durante la construcción como a largo plazo. Se analiza, además, el riesgo de fisuración de la presa frente a las acciones térmicas. Para ello se presentan los resultados utilizando una variable, la relación de tracción o *tensile ratio*, que permite conocer la seguridad frente a la fisuración, comparando las tensiones de tracción con la resistencia a tracción del hormigón en cada punto e instante.

Modelo numérico

El modelo numérico utilizado para el análisis mecánico es idéntico al utilizado en el análisis térmico presentado en la Sección 5.3.3. Las propiedades de

Propiedades	HC1	HC2	HC1-Vib	H0
w/c	0,40	0,40	0,50	0,50
N	2	2	2	2
$E^1 : E^2$	3:1	3:1	3:1	3:1
$\tau^1 [hs]$	∞	∞	∞	∞
$\tau^2 [hs]$	15,00	15,00	15,00	15,00
$\tau_{\mu 0} [hs]$	600,0	600,0	600,0	600,0
$c_{\mu 0} [10^{-3}1/hs]$	5,40	5,40	5,40	5,00
r_e^+	1,00	1,00	1,00	1,00
r_p^+	1,00	1,00	1,00	1,00
$G_{f\infty}^+ [N/m]$	500,0	500,0	500,0	500,0

Tabla 5.5: Propiedades utilizadas para el análisis mecánico.

los materiales utilizadas para la simulación de los procesos de hidratación y envejecimiento son las presentadas en la Tabla 5.4 que se puede encontrar en la Sección 5.2.2. Adicionalmente, se utilizan las propiedades presentadas en la Tabla 5.5, las cuales son necesarias para simular la fluencia y el daño.

En primer lugar se estudia el caso que corresponde a la construcción del bloque 1 de la presa. El programa de construcción coincide con el descrito en la Sección 5.2.3, destacando la parada que se realizó entre Octubre de 1996 y Marzo de 1997. Hay que tener en cuenta también los periodos en los que el ritmo de construcción fue muy bajo, como en Febrero-Marzo de 1996 y en Junio-Julio de 1997, donde los intervalos entre series de tongadas fueron superiores a un mes.

En la Figura 5.22 se presenta la evolución de las tensiones longitudinales en puntos centrales situados en diferentes cotas. La fechas de hormigonado de cada una de ellas son: (352)-Diciembre de 1995, (360)-Marzo de 1996, (371)-Septiembre de 1996, (377)-Junio de 1997, (392)-Enero de 1998 y (408)-Junio de 1998. Se puede observar como para las tongadas colocadas en invierno primero aparecen pequeñas compresiones, debidas al calentamiento inicial. Pero, al ser la temperatura exterior inferior a la temperatura del hormigón, cuyo incremento de temperatura debido al calor de hidratación es de unos $+9\text{ }^{\circ}\text{C}$, a los que hay que sumar los $+2\text{ }^{\circ}\text{C}$ de la temperatura de puesta en obra, el hormigón tiende a enfriarse, apareciendo tracciones debido a la restricción externa que impone la tongada inmedia-

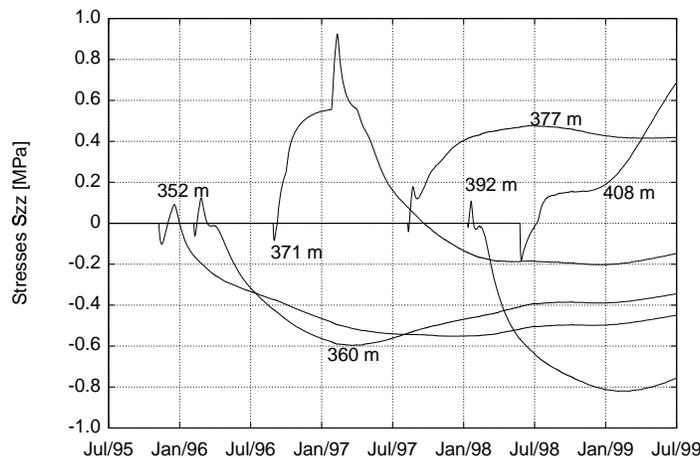


Figura 5.22: Evolución a corto plazo de las tensiones longitudinales para diferentes cotas.

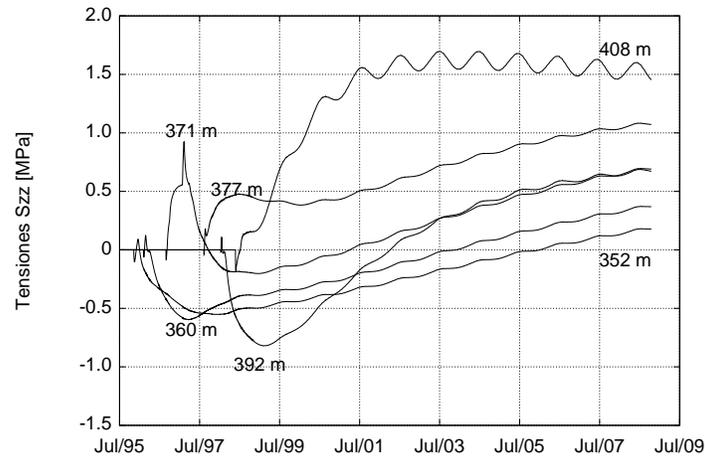


Figura 5.23: Evolución a largo plazo de las tensiones longitudinales para diferentes cotas.

tamente inferior. Este proceso de tracciones dura hasta que se produce un nuevo calentamiento del hormigón, debido al calor de hidratación generado por la hidratación del hormigón. En las tongadas ejecutadas en verano la secuencia es diferente, pues la tongada no cesa de enfriarse hasta que alcanza el período de estabilidad térmica, lo cual ocurre a muy largo plazo. Por ello, a tempranas edades estas tongadas se encuentran traccionadas. Nótese que en la cota 371 se produce un fuerte incremento de las tracciones, coincidiendo con la interrupción de la puesta en obra que se produjo en esa misma cota.

En la Figura 5.23 se puede apreciar la evolución de las tensiones longitudinales para las mismas cotas para un período de 10 años después de finalizada la construcción. Durante este período se produce un enfriamiento progresivo de la presa, ya que el calor generado por el calor de hidratación se disipa hacia el medio ambiente. A medida que se va enfriando la presa, las tensiones de compresión se van convirtiendo en tensiones de tracción. Este enfriamiento es tanto más rápido cuanto mayor es la cota, debido a la menor distancia a los paramentos. Para la cota más elevada, la 408, se llega a la estabilidad térmica tan sólo dos años después de finalizada la presa, notando tan solo las variaciones térmicas estacionales. Para las cotas inferiores esta variación estacional es mucho menos acusada, por lo que el valor de las tensiones prácticamente no oscila a lo largo del año.

Un factor muy importante para estudiar el riesgo de fisuración es la

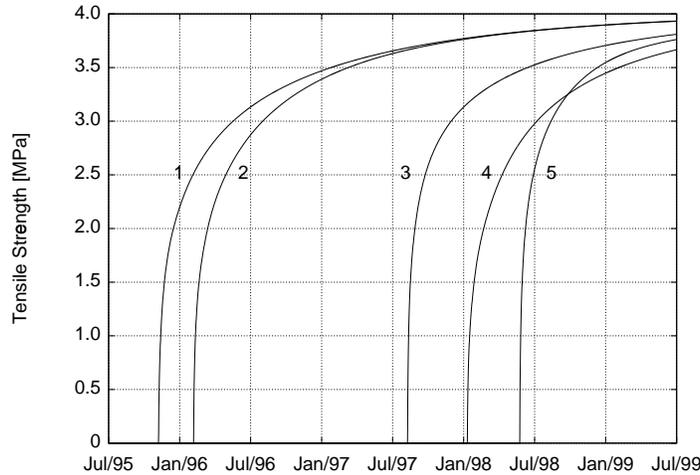


Figura 5.24: Evolución de la resistencia a tracción a corto plazo.

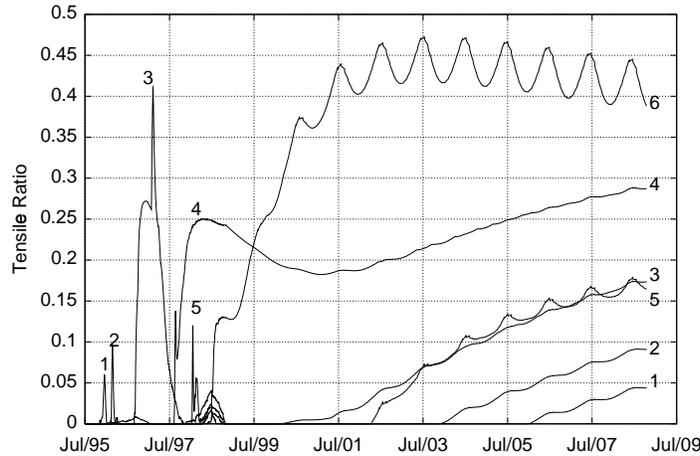


Figura 5.25: Evolución a largo plazo del índice de tracción.

evolución de la resistencia a tracción. En la Figura 5.24 se muestra su evolución a corto plazo. Los números corresponden a las cotas siguientes: (1)-352 m, (2)-360 m, (3)-377 m, (4)-392 m, (5)-408 m. Nótese que la resistencia a tracción crece más rápidamente para las tongadas ejecutadas en verano, por efecto de la termoactivación de la reacción. Si comparamos estos resultados con la Figura 5.22 vemos como en ningún momento las tensiones de tracción superan el valor de la resistencia.

La comparación entre la evolución de las tensiones longitudinales y la evolución de la resistencia a tracción es muy importante para conocer el riesgo de fisuración en cada momento. Esta comparación se realiza en este

trabajo mediante el índice de tracción, que se define como la relación entre la norma del tensor de tracciones y la resistencia real a tracción. A medida que su valor se acerca a la unidad, mayor es el riesgo de fisuración. En la Figura 5.25 se presenta la evolución del índice de tracción a largo plazo. Los números se corresponden con las siguientes cotas: (1)-352 m, (2)-360 m, (3)-371 m, (4)-377 m, (5)-392 m, (6)-408 m. Se aprecia como el índice de tracción no se supera en ningún momento el valor de 0.5, con lo que se mantiene un coeficiente de seguridad elevado frente a fisuración. Vemos que el mayor riesgo lo tienen las tongadas ejecutadas en verano, creciendo éste a medida que se aumenta la cota. Nótese que para la cota 371 el riesgo de fisuración es muy alto a tempranas edades, debido a la interrupción del ritmo de construcción. En la Figura 5.26 se muestra la evolución del índice de tracción durante la construcción. Las instantáneas corresponden a las siguientes épocas y cotas: (a) Mayo/96, 363 m. (b) Mayo/97, 372 m. (c) Enero/98, 390 m. (d) Agosto/98, 412 m. (e) Enero/99, 436 m. Puede apreciarse como el mayor riesgo de fisuración corresponde a la época invernal, sobre todo para aquellas cotas cuya ejecución se ha llevado a cabo en verano. Esto es debido a que el cuerpo de presa aún se encuentra a una temperatura superior a los 25°C , lo que produce fuertes gradientes térmicos en la superficie que aumentan el riesgo de fisuración de los paramentos. Puede observarse en la instantánea (e) como en las tongadas ejecutadas en verano de 1998 el riesgo de fisuración en la superficie es muy alto en verano de 1999, llegándose a valores del índice de tracción superiores a 0.6. No obstante, este riesgo fue tenido en cuenta por los proyectistas, ejecutándose juntas transversales a lo largo de toda la presa cuya separación oscila entre los 28 y 40 m.

El cuerpo de presa, así como las tongadas construídas en invierno entran rápidamente en un estado de compresión debido al progresivo calentamiento debido al calor de hidratación y al flujo proveniente de las capas inferiores. Las ejecutadas en verano, debido a su enfriamiento progresivo y a la restricción interna se encuentran traccionadas, aunque el valor del índice de tracción no presenta valores elevados.

El modelo muestra, además, que hay un cierto riesgo de fisuración en el interfase presa-cimentación, debido a la restricción externa que impone la roca a la deformación volumétrica del hormigón. Ahora bien, se debe recordar que, debido al efecto del módulo de Poisson, la componente longitudinal de compresión debido al peso propio puede inducir en estado de

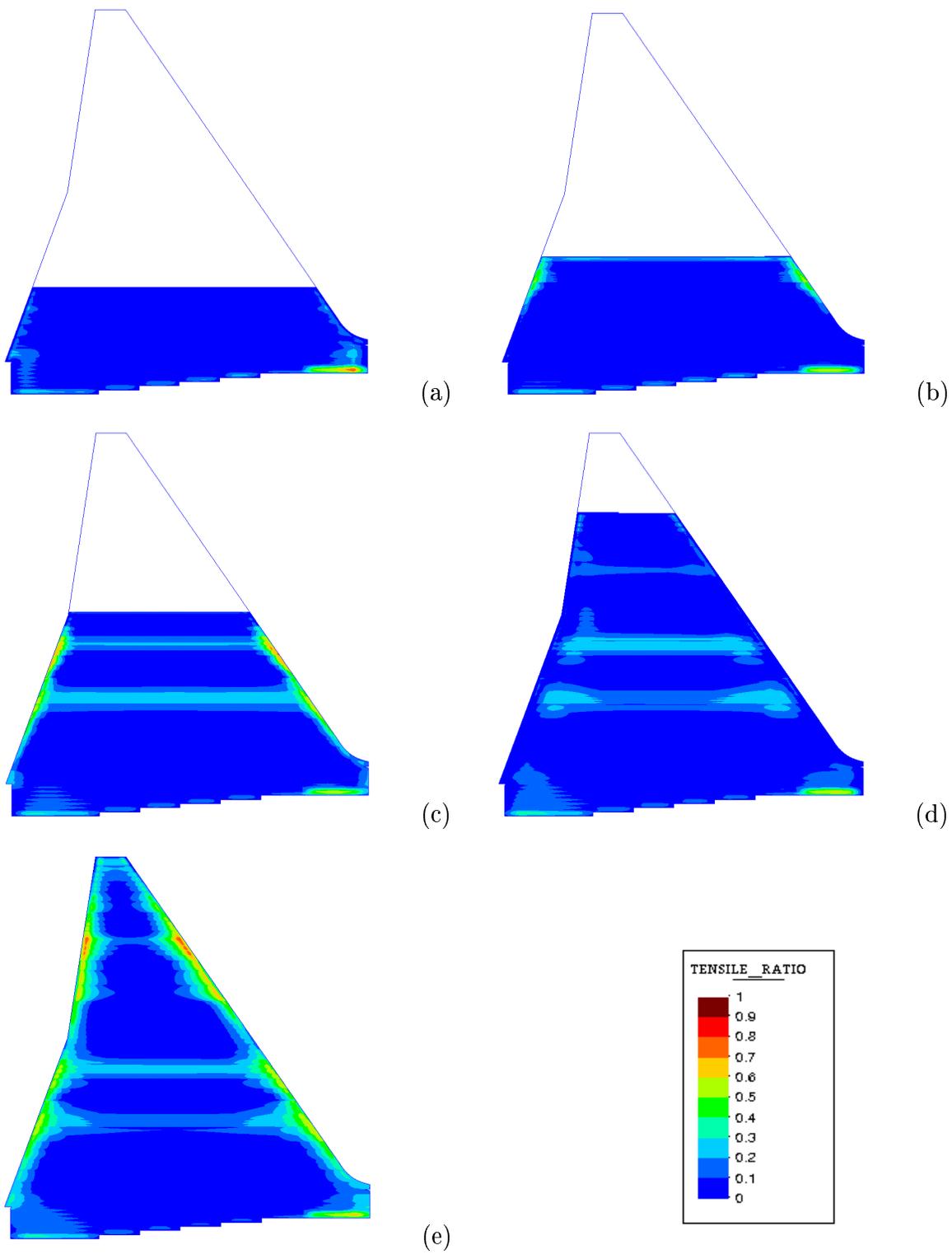


Figura 5.26: Evolución a corto plazo del índice de tracción.

compresión, reduciéndose el riesgo de fisuración (Prato 1999).

La Figura 5.27 muestra la evolución del índice de tracción a largo plazo. Todas las instantáneas corresponden a la época de Invierno, al mes de Enero de los años siguientes: (a) 2000, (b) 2002, (c) 2004, (d) 2006 y (e) 2009. En ellas se puede apreciar cómo el riesgo de fisuración en los paramentos se va reduciendo, ya que el enfriamiento progresivo del cuerpo de presa hace reducir los gradientes térmicos superficiales. Ahora bien, este enfriamiento de las zonas interiores provoca que progresivamente se vayan generando estados de tracción. Este aumento de las tracciones es muy evidente en la parte superior de la presa, donde el enfriamiento es más rápido. Pese a ello, nunca se superan valores del índice de tracción superiores a 0.5.

Se observa en la fotografía (e) como para las cotas superiores ya se produce una estabilización de las tensiones, reduciéndose el valor de las mismas. En la Figura 5.28 se puede apreciar la evolución estacional del índice de tracción 9 años después de su construcción. Las imágenes se corresponden con: (a) Enero/2008, (b) Abril/2008, (c) Julio/2008, (d) Octubre/2008, (e) Enero/2009. Obsérvese que en la situación de verano el riesgo de fisuración en los paramentos desaparece, mientras que en otoño y primavera disminuye considerablemente respecto a la situación de invierno.

5.3.5 Fisuración térmica del bloque 6

El bloque 6, entre otros, se fisuró por causas de origen térmico en invierno de 1998. Debido a un cambio en el proceso constructivo se interrumpió la construcción de dicho bloque desde Octubre de 1998 hasta finales de Enero de 1999. La construcción se paró cuando se llegó la cota 417 m, finalizándose en Abril de 1999.

Al dejarse sin protección las tongadas ejecutadas en el verano de 1998, unido a una bajada brusca de las temperaturas, se formaron importantes gradientes térmicos superficiales, lo que provocó la fisuración. Estas fisuras se sellaron inmediatamente, pero en el Invierno de 2000 se volvieron a abrir. Para simular esta interrupción se toma la malla del bloque 1 pues, aunque difiere de la geometría del bloque 6, ambos siguieron idéntico ritmo de construcción hasta Septiembre de 1998. Se ha tomado la temperatura ambiente en Enero y Diciembre igual a 2 °C, frente a los 6 °C que se han tomado en el caso de referencia.

En la Figura 5.29 se presenta la evolución del índice de tracción en

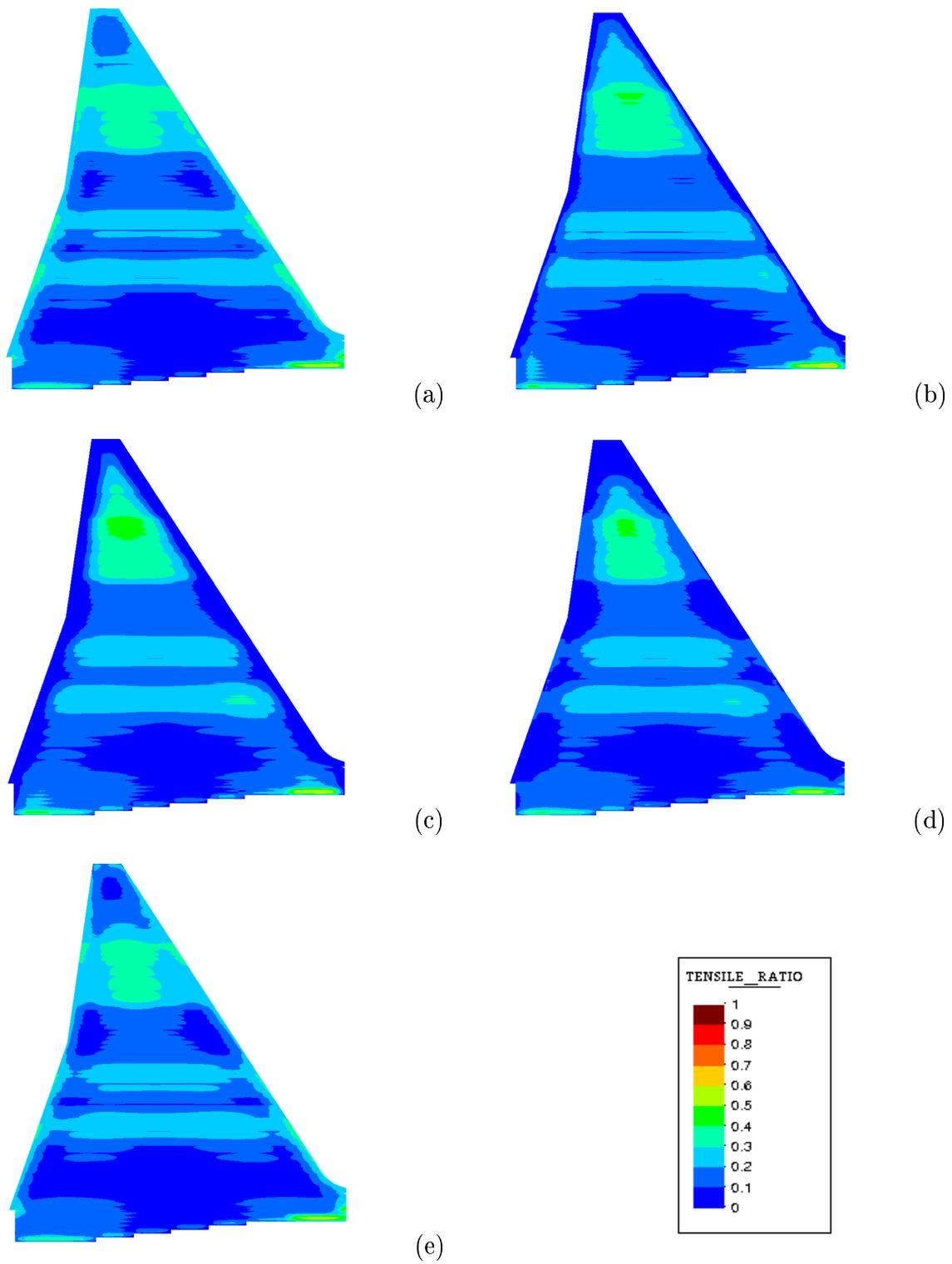


Figura 5.28: Evolución estacional del índice de tracción.

el bloque 6 para los meses siguientes: (a) Octubre/98, (b) Noviembre/98, (c) Enero/99, (d) Enero/00, (e) Enero/02. Se observa como en el mes de Octubre/98 el riesgo de fisuración es bajo, pues la temperatura exterior es todavía elevada, del orden de $16\text{ }^{\circ}\text{C}$. En Noviembre, la temperatura baja hasta $8\text{ }^{\circ}\text{C}$, por lo que los gradientes superficiales comienzan a ser importantes. De hecho, si se observa la Figura 5.16 se aprecia como la temperatura de esa cota es de más de $30\text{ }^{\circ}\text{C}$, por lo que la diferencia de temperatura entre el interior de la presa y la superficie es muy elevada. En este mes el índice de tracción alcanza valores superiores a 0.8 en algunos puntos del paramento, para llegar hasta 0.9 en el mes de Diciembre/99. Esto significa que el riesgo de fisuración es altísimo, aunque no se llegue a valores del índice de tracción superiores a 1, lo que significaría que la norma de las tensiones de tracción sería superior a la resistencia del hormigón.

El hecho de que en la realidad se fisurase puede deberse a múltiples causas, como a una bajada aún más brusca de las temperaturas, o el hecho de que el hormigón en esa zona del paramento no estuviese bien ejecutado, lo que podría haber disminuído la resistencia en ese punto. En todo caso, el modelo es capaz de predecir que, bajo hipótesis de bajadas de temperaturas o interrupciones de la construcción existe un riesgo muy elevado de fisuración.

5.4 Construcción en 13 meses

La presa de Rialb fue proyectada para ser construída como una presa fría, es decir, se ha permitido la disipación de una importante cantidad de calor de fraguado durante su construcción. Para ello, las tongadas deben permanecer en contacto con el medio ambiente durante gran parte del proceso de hidratación. Ahora bien, la tecnología de construcción de presas de HCR permite, en teoría, rendimientos mucho mayores a los obtenidos en la presa de Rialb, donde el cuerpo de presa tardó más de tres años y medio en finalizarse. De hecho, presas de volúmenes de hormigón similares y de concepto también similar (alto contenido en pasta, grandes adiciones de cenizas volantes) como la de Upper Stillwater (Utah, USA), con $1.125.000\text{ m}^3$ de HCR, fue construída en tres veranos, completándose todo el RCC en unos 10 meses (Richardson 1991). Igualmente, presas españolas han sido ejecutadas en cortos periodos de tiempo, como la de Cenza, con 205000 m^3 , donde el HCR se colocó en 95 días.

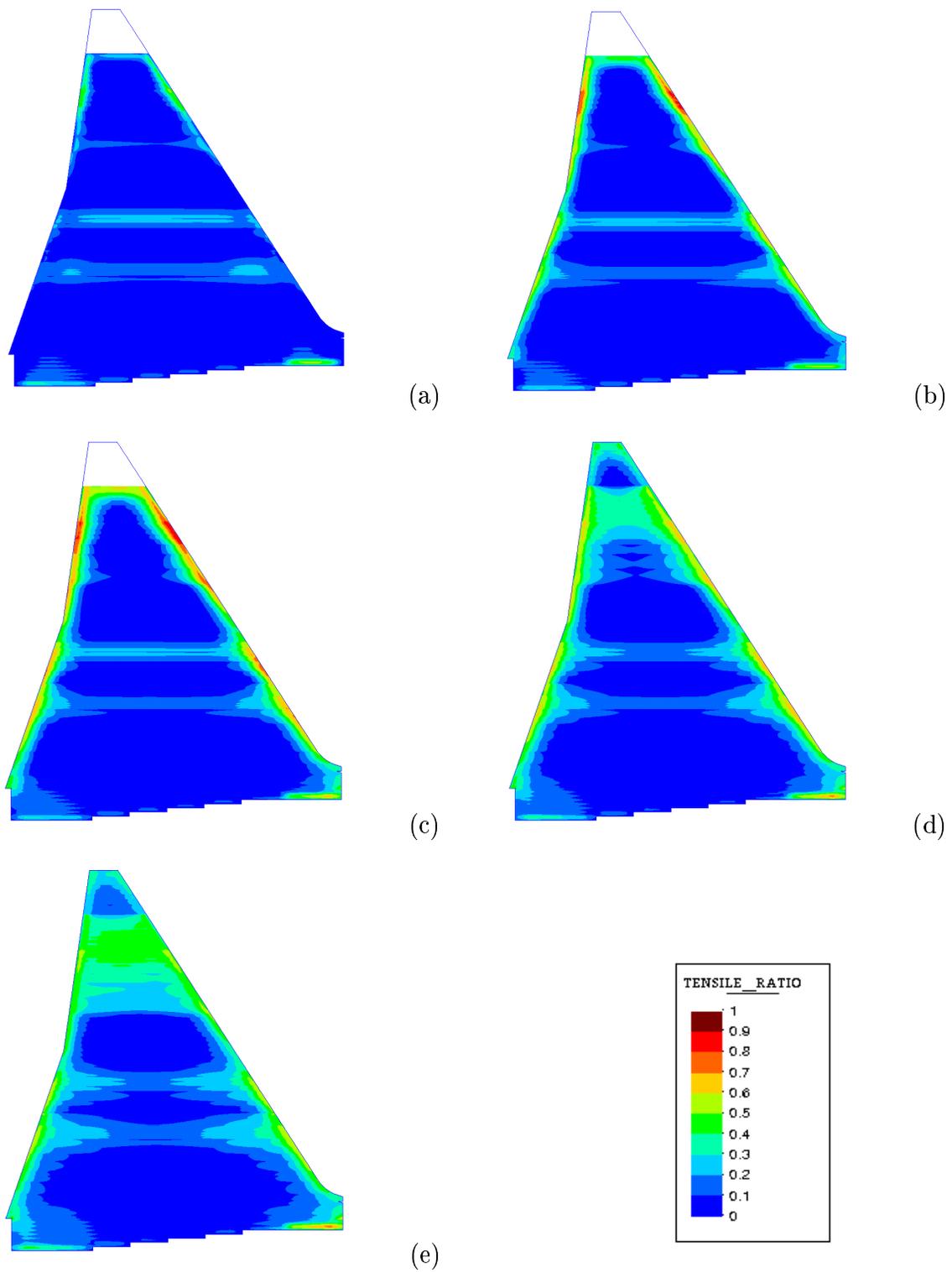


Figura 5.29: Evolución del índice de tracción con interrupción del proceso de construcción.

El objetivo de esta sección es el estudio del riesgo de fisuración que supondría un aumento considerable de la velocidad de construcción.

5.4.1 Ritmo de ejecución

El ritmo de construcción supuesto es similar al utilizado en el caso de referencia, pero disminuyendo el intervalo de tiempo entre tongadas. Se ha supuesto un ritmo de construcción constante, colocándose una tongada de 30 cm cada 8 horas, parando la construcción en la sexta tongada durante cinco días. Después de este período, se repite el proceso y se coloca otro grupo de seis tongadas, y así sucesivamente. Por tanto, cada 1,8 m se crea una junta fría, a la que se tendrá que aplicar el correspondiente tratamiento con mortero de retoma. De este modo, el cuerpo de presa se ejecuta en 55 semanas, esto es, en poco menos de 13 meses.

Los trabajos de hormigonado se inician en Septiembre de 1995, como en el caso de referencia, y se finaliza la construcción en Octubre de 1996.

5.4.2 Análisis térmico

Para realizar el análisis térmico se han utilizado exactamente las mismas hipótesis que en el caso de referencia, presentadas en la Sección 5.3.3, tanto en lo referente a temperatura de puesta en obra, coeficiente de convección como efectos de la radiación.

En la Figura 5.30 se presenta la evolución térmica a corto plazo para diferentes elevaciones. Puede apreciarse como la disipación térmica debido al intervalo de tongadas es ahora del orden de los $0,5^{\circ}C$, frente a los $2-2,5^{\circ}C$ que se obtienen en el caso de referencia. Posteriormente, debido al flujo de calor proveniente de las capas inferiores y al generado por la propia reacción de hidratación se produce un nuevo aumento de la temperatura. Las temperaturas máximas alcanzadas no difieren demasiado del caso de referencia. En cuanto a las tongadas ejecutadas en verano, como la de la cota 418, éstas se siguen calentando después del primer pico, pues el ritmo de construcción es muy alto, por lo que, pese a la diferencia de temperaturas entre el hormigón y el medio ambiente no se produce apenas disipación, debido al corto intervalo de tiempo que la superficie superior de la tongada permanece en contacto con el aire. Por otra parte, se observa como la elevación de temperatura de la tongada 347 es inferior a la del resto de

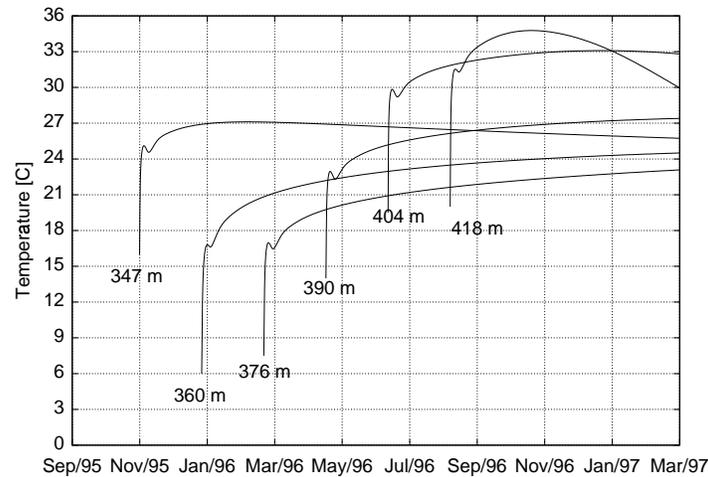


Figura 5.30: Evolución a corto plazo de la temperatura para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.

tongadas, debido a que se encuentra muy cerca de la cimentación, por lo que el flujo de calor proveniente de las capas inferiores es menor.

En la Figura 5.31 se presenta la evolución de la temperatura a largo plazo para distintas elevaciones. Los números corresponden a las siguientes cotas: (1)-347 m, (1)-360 m, (1)-374 m, (1)-390 m, (1)-418 m. Se aprecia

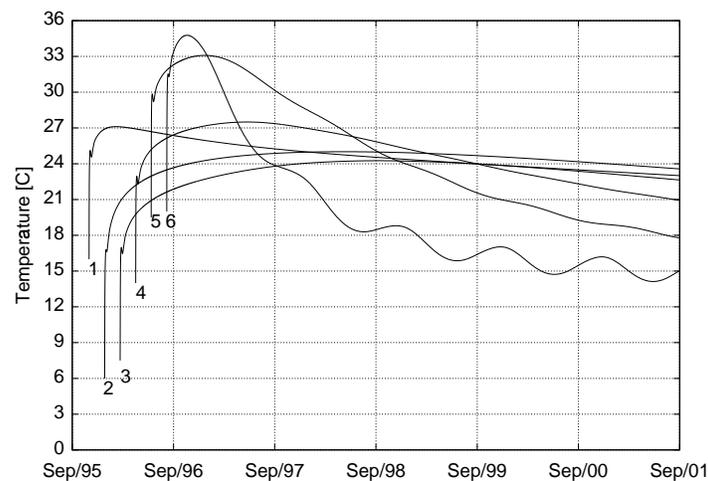


Figura 5.31: Evolución a largo plazo de la temperatura para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.

como las capas superiores, pese a ser las que alcanzan las más altas temperaturas, al realizarse su extendido en verano, son las que más rápido se

enfrían, debido a su cercanía a los paramentos. Las tongadas inferiores, por el contrario, tienen un enfriamiento más lento. Si comparamos los resultados obtenidos para el caso de referencia, presentados en la Figura 5.18, vemos que la tendencia a largo plazo es similar en ambas.

En la Figura 5.32 se muestran mapas de isotemperaturas que corresponden a los siguientes meses y cotas: (a) Diciembre/95, 368 m; (b) Marzo/96, 384m; (c) Junio/96, 406m; (d) Agosto/96, 420m y (e) Septiembre/96, 436 m. Se puede apreciar como existe una distribución de temperatura sin grandes gradientes térmicos, debido a la uniformidad del ritmo de construcción. Se distinguen, además, las tongadas que han sido colocadas en épocas más calurosas, y como tiende a disiparse el calor acumulado en las capas inferiores, ejecutadas entre Septiembre-Octubre de 1995, hacia las capas superiores. Igualmente, las capas ejecutadas en Invierno se siguen calentando, debido al flujo de las capas superiores e inferiores, cuya temperatura de puesta en obra es superior, llegándose a temperaturas próximas a los 24 °C. En la Figura 5.33 se presenta la evolución térmica a largo plazo. Las instantáneas corresponden todas ellas al mes de Enero de los siguientes años: (a) 1997, (b) 1998, (c) 2001, (d) 2004, (e) 2006. Obsérvese que, si bien las temperaturas a la finalización de la presa es en general más alta que en el caso de referencia, Figura 5.17, se tiende a un idéntico estado térmico a largo plazo.

5.4.3 Análisis mecánico

A corto plazo, debido al proceso de construcción uniforme, el comportamiento para todas las cotas es muy similar. Las diferencias cabe buscarlas tan solo en el diferente comportamiento que las diferentes temperaturas de puesta en obra implican. En la Figura 5.34 se presenta la evolución de las tensiones longitudinales a corto plazo. Los numeros corresponden a las cotas y meses siguientes: (1) Nov/95, 352 m; (2) Diciembre/95 360 m; (3) Febrero/96, 377 m; (4) Abril/96, 392 m; (5) Julio/96, 408 m. Nótese como, al corresponder los nodos en los que se ha tomado la temperatura a la segunda tongada del grupo de seis que se ejecutan semanalmente, no se producen tracciones en los primeros momentos después de la puesta en obra, pues la tongada prácticamente no se enfría, por lo que no existen apenas contracciones volumétricas. Tan sólo para la cota 377, ejecutada en invierno, se producen unas pequeñas tracciones. Igualmente, para las tongadas

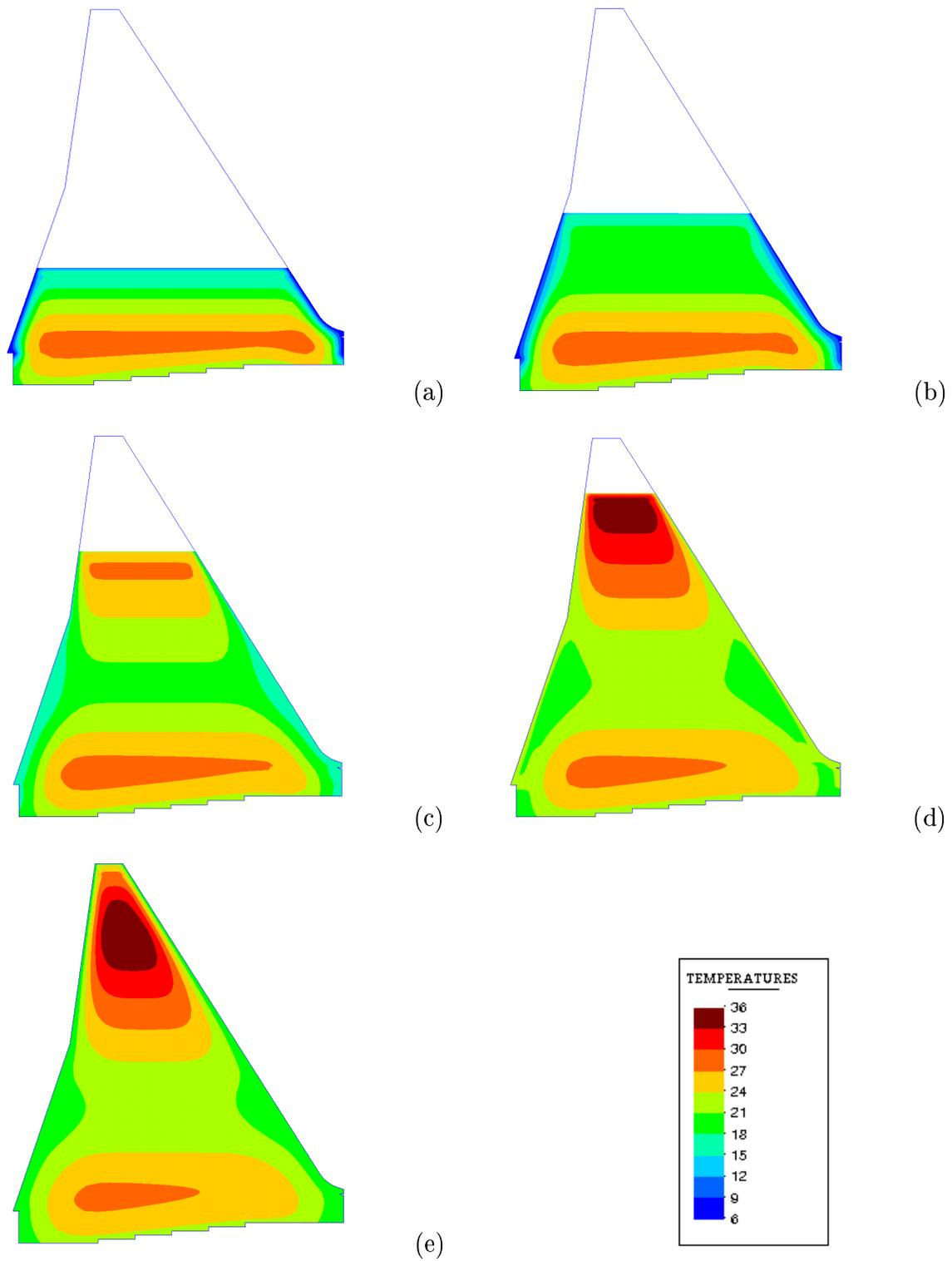


Figura 5.32: Evolución de las temperaturas a corto plazo construyéndose en 13 meses.

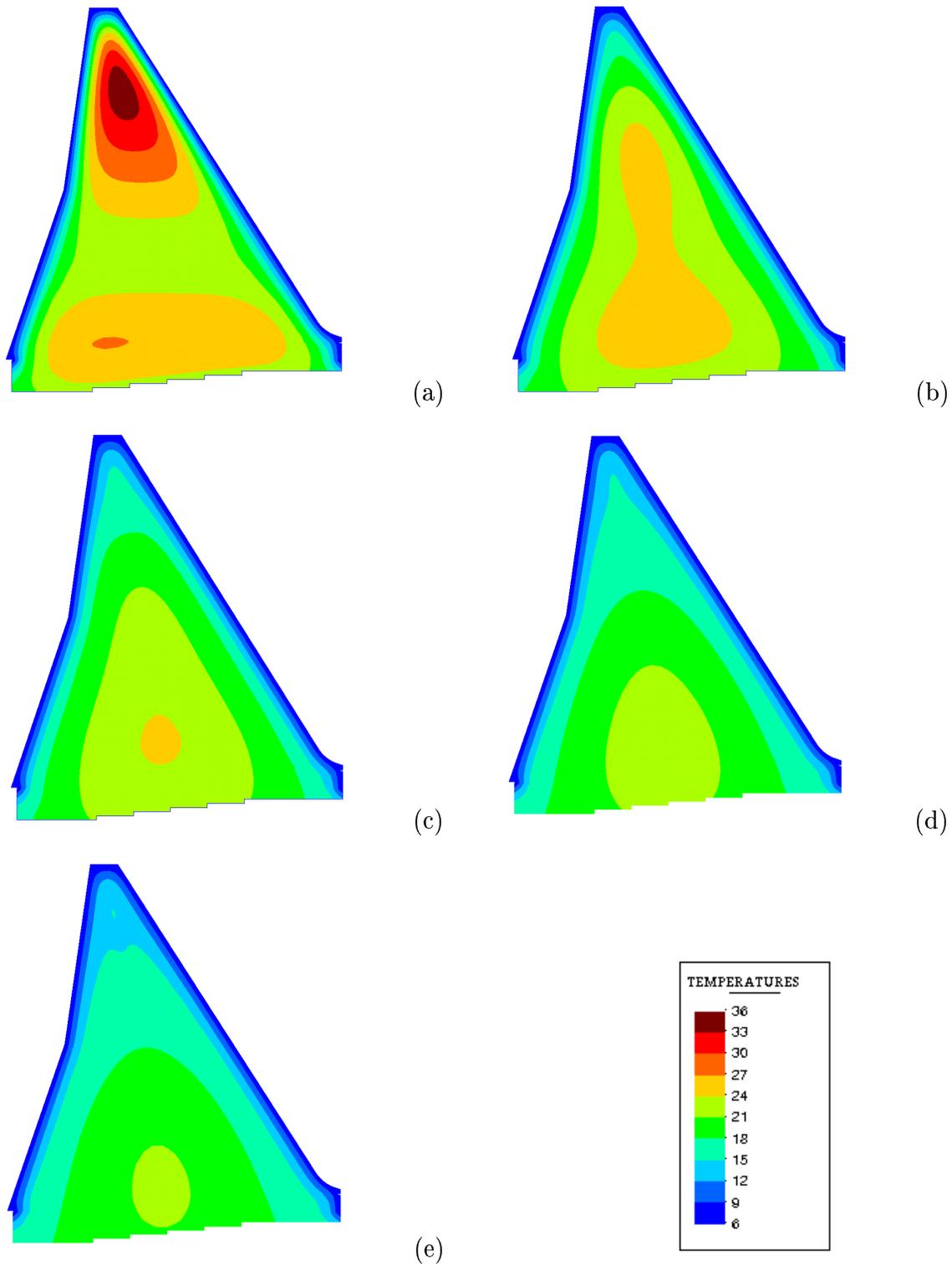


Figura 5.33: Evolución de las temperaturas a largo plazo construyéndose en 13 meses.

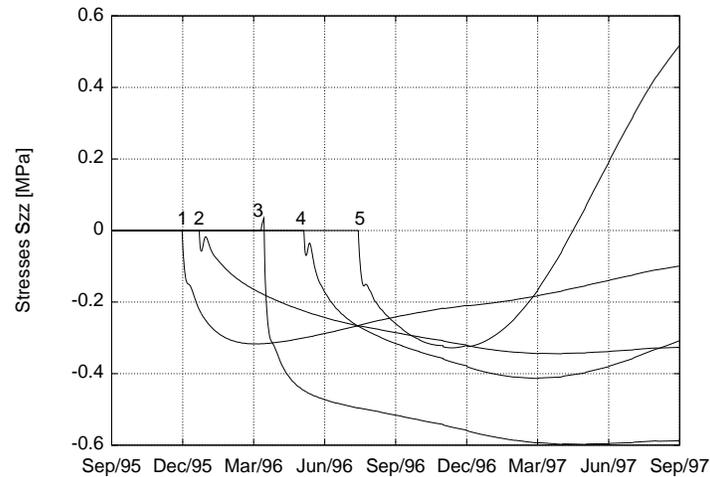


Figura 5.34: Evolución a corto plazo de las tensiones longitudinales para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.

ejecutadas en verano, como la 408 no se produce un primer enfriamiento, pues el tiempo en que la superficie superior de la tongada está en contacto con el aire es mínimo. De este modo, a primeras edades prácticamente para todas las cotas el cuerpo de presa se encuentra comprimido.

En la Figura 5.35 se muestra la evolución de las tensiones longitudinales para las mismas cotas que en la Figura anterior. Se observa como, a largo plazo, el comportamiento de las tensiones es muy similar al caso de refe-

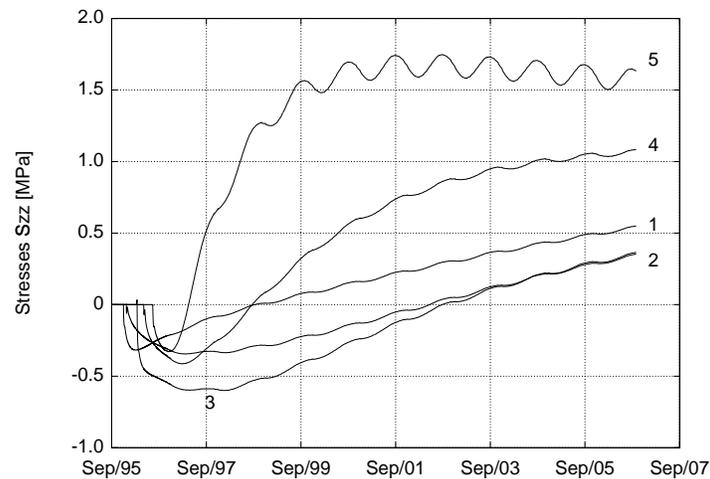


Figura 5.35: Evolución a largo plazo de las tensiones longitudinales para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.

rencia, Figura 5.23, apareciendo tracciones a medida que se va produciendo el enfriamiento progresivo de la presa, lo que comporta restricciones a la contracción volumétrica que son las que originan las tensiones. De hecho para las tongadas superiores, las primeras en enfriarse y, por tanto, en traccionarse, los valores de la tensión longitudinal cuando se llega al período de estabilidad coinciden con las obtenidas en el caso de referencia, pues la cota 408 se construye en ambos casos en el mes de Julio. Destacar que, pese al aumento del ritmo de construcción, las tensiones no son superiores al caso de referencia, al menos en el cuerpo de presa.

En cuanto al riesgo de fisuración, éste es del mismo orden del caso de referencia, como se observa en la Figura 5.36, donde se presenta la evolución a largo plazo de la relación de tracción para las cotas de las dos Figuras anteriores. Incluso, debido a la ausencia de interrupciones en el ritmo de construcción, el riesgo es prácticamente nulo durante la ejecución de la presa. En la Figura 5.37, se presenta la evolución del índice de tracción a corto plazo. Las instantáneas corresponden a las siguientes fechas y cotas: (1)Nov/95, 352 m; (2) Diciembre/95 360 m; (3)Febrero/96, 377 m; (4)Abril/96, 392 m; (5)Julio/96, 408 m. Se aprecia en la misma, como el valor del índice de tracción no supera nunca el valor de 0,5 durante la construcción, excepto para la zona de la interfase presa-roca, debido a la restricción externa que provoca la cimentación.

En la Figura 5.38 se presenta la evolución del índice de tracción a largo

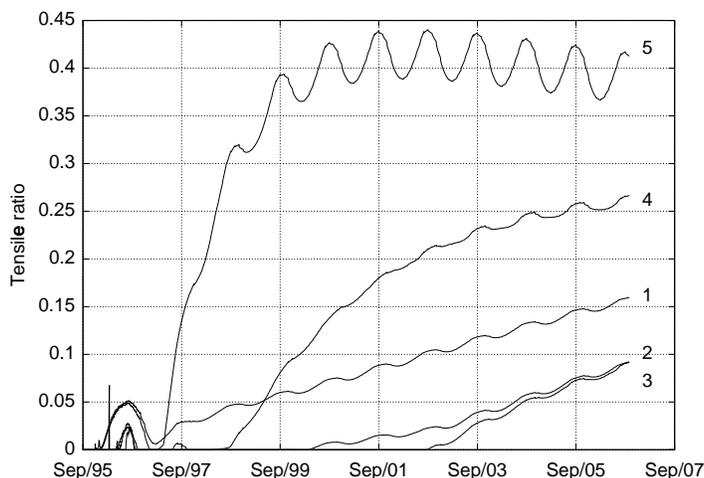


Figura 5.36: Evolución a largo plazo del índice de tracción para distintas elevaciones construyendo en 13 meses.

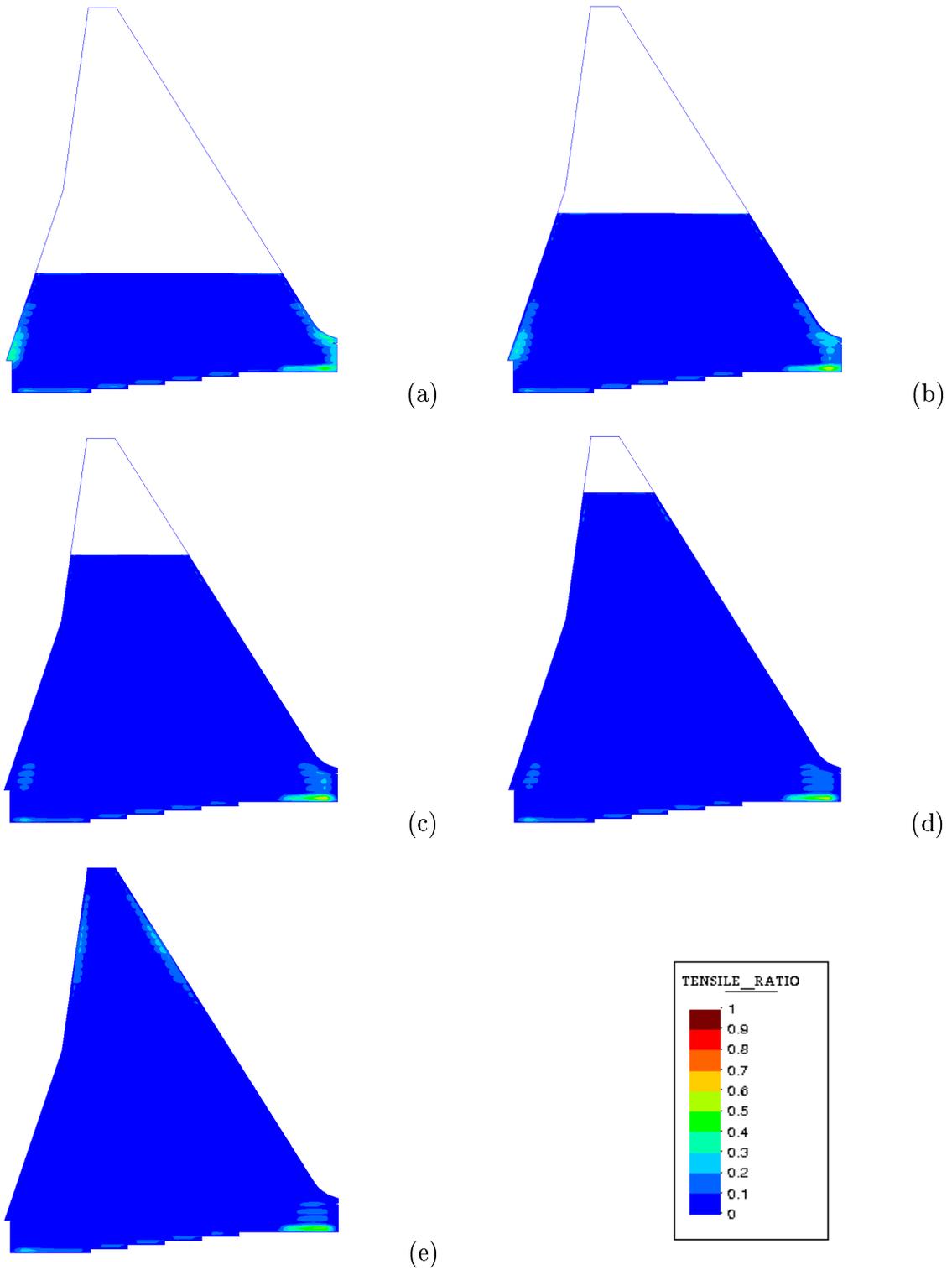


Figura 5.37: Evolución a corto plazo del índice tracción construyéndose en 13 meses.

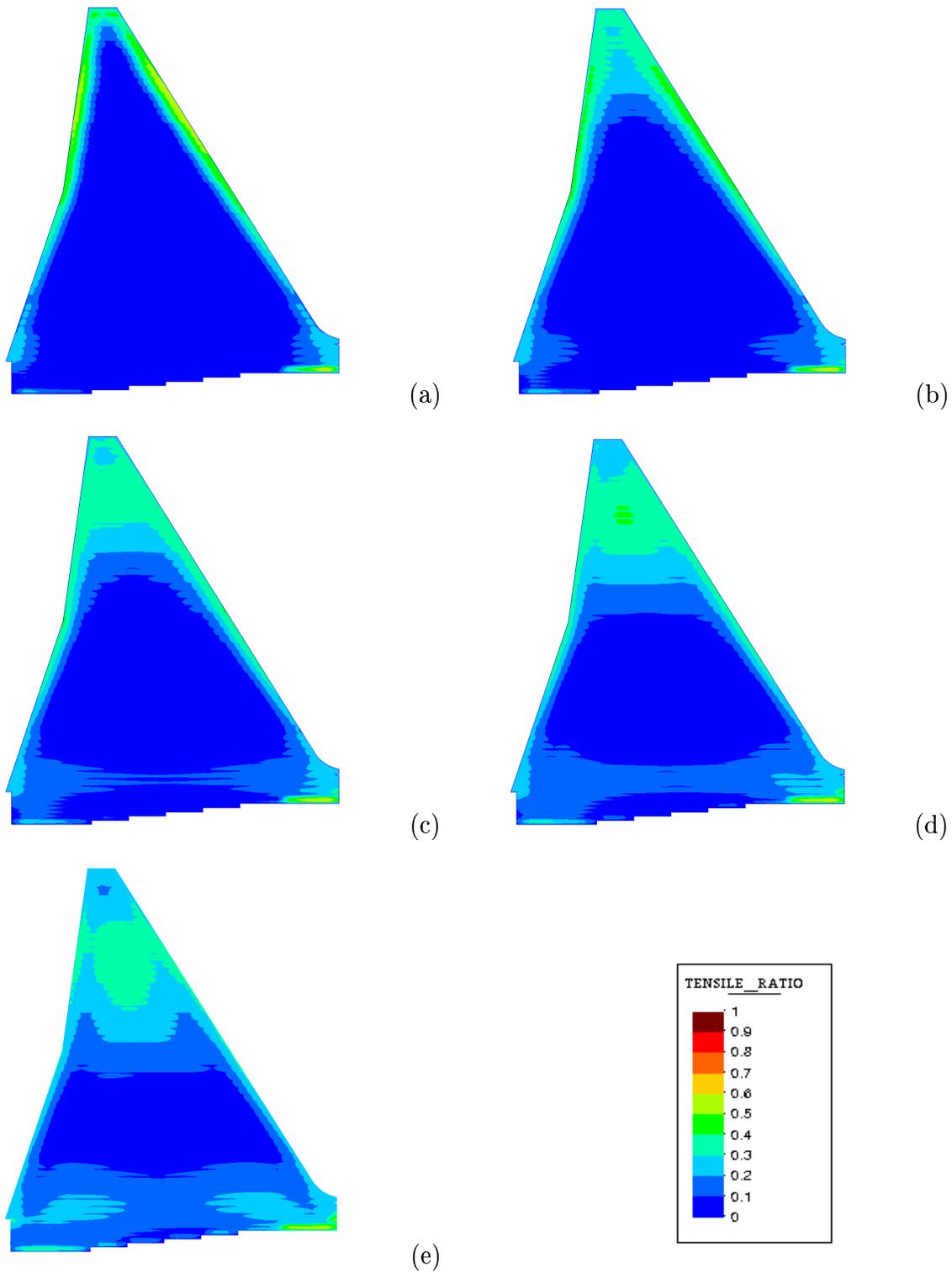


Figura 5.38: Evolución a largo plazo del índice tracción construyéndose en 13 meses.

plazo. Las imágenes se corresponden con la situación en el mes de Enero de los siguientes años: (a) 1997, (b) 1998, (c) 2000, (d) 2002, (e) 2005. Para el primer invierno una vez finalizada la presa, 1997, se observa como el riesgo de fisuración del paramento es elevado a partir de la cota 392 hasta la coronación. Por debajo de este tramo el riesgo de fisuración es muy pequeño. Es manifiesto, pues, que un ritmo de construcción constante, aunque sea elevado, no tiene por qué crear grandes tensiones a tempranas edades. Además, un ritmo alto provoca que se pueda hacer coincidir la época calurosa con el final de la construcción. De este modo, las posibles fisuraciones del paramento sólo afectan a la parte superior de la presa, con lo que la longitud de las juntas transversales se puede reducir notablemente. De la observación de la figura se extrae que este riesgo de fisuración es elevado para los primeros inviernos, pero va disminuyendo progresivamente a medida que se produce un enfriamiento del cuerpo de presa, al disminuir con ello los gradientes térmicos superficiales.

5.4.4 Conclusiones

La construcción en algo más de un año de una presa de HCR de las características de la de Rialb es factible desde el punto de vista del riesgo de fisuración, pues este es del orden del que se obtiene en el caso de referencia. Por otra parte, el factor estacional queda reducido en gran medida, ya que durante la construcción solamente las cotas superiores se ven afectadas por las temperaturas de verano.

Es claro, por tanto, que un adecuado análisis termo-mecánico puede permitir la explotación máxima del concepto de presas de HCR, siendo posibles ritmos de construcción elevados.

Capítulo 6

Conclusiones

6.1 Conclusión

Las conclusiones extraídas de la realización de este trabajo son:

1. El modelo termo-químico-mecánico presentado es capaz de simular correctamente los fenómenos de hidratación y envejecimiento del hormigón convencional a tempranas edades. Para ello, se han presentado una serie de análisis para hormigones de baja, media y alta resistencia, tanto en condiciones adiabáticas como en condiciones isotérmicas, obteniéndose ajustes entre el modelo numérico y los resultados notablemente buenos.
2. Aunque el modelo es capaz de representar con una adecuada aproximación el comportamiento del hormigón con adiciones de cenizas volantes, existe una cierta dificultad para estimar adecuadamente la contribución de las cenizas volantes en el desarrollo de la resistencia, ya que, dado que el calor generado por la reacción puzolánica es muy bajo, es difícil estimar la relación calor-avance de la reacción, algo fundamental para la correcta estimación de los parámetros del modelo.
3. El modelo numérico implementado según el método de los elementos finitos, es capaz de modelizar fielmente la evolución de las temperaturas en el cuerpo de presa, tanto durante la construcción como en los años posteriores. Para ello se han presentado una serie de termómetros

instalados en una sección de la presa, consiguiendo buenos ajustes entre el modelo y los resultados experimentales, sobre todo para los termómetros situados en el cuerpo de presa.

4. El método de activación automática de tongadas se ha demostrado muy útil, pues permite modelizar adecuadamente las distintas velocidades de hormigonado, así como las posibles paradas durante la construcción.
5. El incremento de temperaturas puede dar lugar a la formación de fisuras de origen térmico. El riesgo de fisuración se ha caracterizado utilizando el denominado índice de tracción, el cual compara en cada punto la evolución de la resistencia a tracción con la evolución de las tensiones. Las tensiones generadas son fruto de las restricciones, tanto internas como externas, a la contracción volumétrica del hormigón y no de la temperatura máxima alcanzada.
6. Para la correcta realización del análisis termo-mecánico ha sido necesaria la implementación de sencillos programas informáticos que permiten la generación de todos los archivos necesarios para el funcionamiento del programa, tanto condiciones de contorno, de contacto térmico, iniciales, como de activación de tongadas y del propio archivo principal de entrada de datos. El alto número de archivos necesarios, del orden de cuatro por tongada, algunos de ellos de más de 1000 líneas, hace que esta tarea sea muy dificultosa, por lo que es aconsejable realizar esta trabajo por medio de programas informáticos, pues así la probabilidad de cometer errores en la entrada de datos se reduce de forma considerable. Por otro lado, el corregir hipótesis o cambiar los datos de entrada es, de este modo, prácticamente automático.
7. Es posible conseguir importantes ritmos de colocación de HCR, superiores a los $100.000 \text{ m}^3/\text{mes}$ con la maquinaria actualmente disponible y con riesgos de fisuración aceptables, siempre que se tomen las medidas adecuadas. Ahora bien, deben diseñarse presas especialmente pensadas para su construcción con HCR, es decir, con el mínimo número de obstáculos para su construcción, como galerías, tomas de desagüe, etc. En todo caso, los elementos adicionales deben concentrarse en un único bloque cercano a los estribos. El caso de la presa de Rialb es paradigmático de una presa de HCR donde, debido a las exigencias de regantes, empresas hidroeléctricas y otros intereses en

juego el ritmo de ejecución fue muy lento, debido a los numerosos obstáculos que impedían el hormigonado de estribo a estribo. A esta lentitud contribuyó también el fallo en algunos meses del suministro de cenizas volantes, que se mezclaban en obra con el cemento.

6.2 **Desarrollos futuros**

A partir de la realización de este trabajo se presentan una serie de desarrollos que sería interesante realizar dentro del análisis numérico de presas:

1. Implementación de un nuevo parámetro en el modelo termo-químio-mecánico presentado que tenga en cuenta la contribución de las cenizas volantes o de las puzolanas naturales en la evolución de las propiedades mecánicas del hormigón. No obstante, es necesaria, previamente, la realización de toda una serie de ensayos de laboratorio que permitan cuantificar este efecto, considerando diversos hormigones con diferentes adiciones de cenizas volantes, en diferentes condiciones de curado y, sobre todo, en los que se llegue a alcanzar la resistencia última del hormigón, que en el caso de las cenizas volantes puede producirse a edades superiores a los dos años.
2. Modificación del modelo numérico para que sea posible modelizar el comportamiento del hormigón con adiciones de escorias de alto horno. Estas escorias, que provienen de los residuos resultantes de la fundición del acero, son utilizadas habitualmente como adición en ciertos tipos de hormigón. Su elevada reactividad, unida a una reacción de hidratación cuyo comportamiento es muy diferente a la del hormigón convencional, hacen necesaria la adaptación del modelo para su estudio y caracterización.
3. Modificación del modelo numérico para que sea posible modelizar los efectos de la humedad durante el curado. Una de las principales aportaciones del modelo termo-químio-mecánico utilizado en el presente trabajo es que tiene en cuenta la influencia de la temperatura en las condiciones de curado. Ahora bien, la influencia de la humedad en el curado es también de gran importancia. Numerosos artículos evalúan esta influencia, como Khan et al.(1995) y Moragues et al. (1994).

4. Modelización del proceso real de curado del hormigón en obra. Al colocar una tongada, la baja relación agua-cemento impide que el exceso de pasta rezume hasta la superficie. Además no es habitual realizar un correcto curado del hormigón en obra. Por tanto, no es hasta la colocación de la siguiente tongada o del mortero de retoma cuando se producen adecuadamente los procesos de hidratación del hormigón, pues a la tongada inferior le llega el agua que proviene o de la nueva tongada o del mortero de retoma, según se trate de una junta fría o caliente, respectivamente. Este proceso es de vital importancia, pues permitiría modelar numéricamente el comportamiento de la unión entre tongadas.
5. Hoy en día se utiliza en las presas de HCR el factor de madurez para estimar el tiempo de espera máximo entre tongadas, de manera que se produzca un correcto *pegado* entre tongadas. Este parámetro se toma habitualmente como número de horas por temperatura en grados centígrados. Pero este valor corresponde a unas condiciones de temperatura y humedad que no tienen por qué coincidir con las condiciones climáticas de puesta en obra. Por otra parte, hay un consenso dentro del mundo de los proyectistas de presas de HCR en el sentido de que es necesaria la utilización de un nuevo parámetro que permita conocer de forma objetiva el tiempo de espera entre tongadas para que se produzca una buena unión entre ellas, ya que el uso del concepto de madurez tal y como se utiliza actualmente no puede tener en cuenta correctamente las condiciones de curado. Una alternativa es la utilización del grado de hidratación como variable a considerar. A partir de una serie de experimentos realizados en losa de ensayo, a diferentes temperaturas y para distintas mezclas podría determinarse de forma objetiva el valor máximo de grado de hidratación para que se produzca unión entre tongadas.

Bibliografía

- ACI (1987). *ACI Manual of Concrete Practice*, chapter Mass Concrete. ACI 207.1R-87. American Concrete Institute.
- Alcaraz, J. y Lacasta, F. (1996). Aspectos constructivos de la presa de Rialb. *Cemento-Hormigón*, 761:pages 853–864.
- Alonso, J. y Wesche, K. (1991). *Fly Ash in Concrete. Properties and Performance*, chapter 1. Characterization of fly ash. RILEM, London.
- Alonso, M. y de Luxán, M. (1995). *Aplicaciones de las cenizas volantes en el campo de la construcción. Experiencia española*. CSIC, Instituto de la Construcción Eduardo Torroja.
- Alvaro, J. (1996). Estudio térmico e hidrodinámico de dos embalses en cascada y su influencia sobre el río. Caso de Cernadilla-Valparaíso (río Tera). In Dolz, J., Puertas, J., Aguado, A., y L. Agulló, editors, *Efectos térmicos en presas y embalses*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Bach, T. (1991). *Fly Ash in Concrete. Properties and Performance*, chapter 3.1.2 Pore Size Distribution. RILEM, London.
- Bamforth, P. (1980). In situ measurements of the effect of partial portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast furnace slag on the performance of mass concrete. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol.69:pages 777–780.
- Bazant, Z. P., Hauggard, A. B., Prasannan, S., y Ulm, F. J. (1997). Microprestress–solidification theory for concrete creep. i: Aging and drying effects. *J. Engrg. Mech., ASCE*, 123(11):1188–1194.

- Beretka, J. (1979). Utilization of fly ash in Australia. In *Proceedings of 4th international meeting on modern concrete technologies, Saint Vincent, Italy*, pages 335–346. Elsevier Scientific Publishing Company.
- Calmon, J. (1995). *Estudio térmico y tensional de estructuras masivas de hormigón. Aplicación a las presas durante la etapa de construcción*. PhD thesis, E.T.S. d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona.
- Carol, I. y 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., y Faria, R. (1995). Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models. *Earth. Engng. Struc. Dyn.*, 24(9):1225–1245.
- Cervera, M., Oliver, J., y Manzoli, O. (1996). A rate-dependent isotropic damage model for the seismic evaluation of concrete dams. *Earth. Engng. Struc. Dyn.*, 25(9):987–1010.
- Cervera, M., Oliver, J., y Prato, T. (1998). A thermo-chemo-mechanical model for the hydration and aging of concrete. In de Borst, Bitánic, y Meschke, editors, *Computacional Modelling of Concrete Structures*, pages 413–522. Balkema, Rotterdam.
- Cervera, M., Oliver, J., y Prato, T. (1999a). A thermo-chemo-mechanical model for concrete: i: Hydration and aging. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 125(9):pages 1018–1027.
- Cervera, M., Oliver, J., y T.Prato (1999b). *Un modelo termo-químico-mecánico de hormigón a tempranas edades. Aplicación a la construcción de presas de HCR*. Monografía CIMNE 51.
- de Blas, J., Sánchez, J., y Mañueco, G. (1993). Análisis térmicos de la presa de Cenza. In IECA y Iberdrola, editors, *Jornada técnica sobre presas de hormigón compactado*. Verín, España.
- de Blas, J., Sánchez, J., y Mañueco, G. (1995). Thermal analysis of RCC dams methodology. Application to Cenza Dam. In IECA y CNEGP,

- editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 1: Materials, planning and design, pages 575–589. Santander, Spain.
- Diez-Cascón, J., Garcia-Arriba, R., y Polanco, J. (1993). Presas de hormigón compactado con rodillo. In IECA y Iberdrola, editors, *Jornada técnica sobre presas de hormigón compactado*. Verín, España.
- Faria, R., Oliver, J., y 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. (1995). Presas de hormigón compactado en España. Evolución y detalles constructivos. In IECA y CNEGP, editors, *Actas del Simposio Internacional de presas de hormigón compactado con rodillo*, volume 3: Resúmenes generales y conferencias especiales (versión española), pages 1395–1417. Santander, España.
- Fujisawa, T. y 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.
- Geringer, J. (1995). Proyecto y construcción de presas de HCR en Suráfrica. In IECA y CNEGP, editors, *Actas del Simposio Internacional de presas de hormigón compactado con rodillo*, volume 3: Resúmenes generales y conferencias especiales (versión española), pages 1473–1511. Santander, España.
- González, M. y Barrau, J. (1995). A thermal study of the Sierra Brava Dam. A comparison of a mathematical model with real temperatures recordings. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 2: Construction, behaviour and rehabilitation. Santander, Spain.
- Hansen, K. (1995). Presas de hormigón compactado en los Estados Unidos. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 3: Resúmenes generales y Conferencias especiales, pages 1311–1332. Santander, Spain.
- Hijós, F. y Moreno, F. (1995). A study of roller compacted concrete for the Rialb Dam. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the Inter-*

- national Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 2: Construction, behaviour and rehabilitation. Santander, Spain.
- Jawed, I. y Skalny, J. (1991). *Fly Ash in Concrete. Properties and Performance*, chapter 3.1.1 Effect of Fly Ash on the Hydration of Cement Concrete. RILEM, London.
- Jofré, C. (1993). Presas de hormigón compactado. Estado del arte. In IECA y Iberdrola, editors, *Jornada técnica sobre presas de hormigón compactado*. Verín, España.
- Khan, A. A., Cook, W. D., y 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., y Mitchell, D. (1998). Thermal properties and transient thermal analysis of structural members during hydration. *ACI Materials Journal*, 95(3):293–303.
- Lewandowski, R. (1982). Versuchsreihe mit flugasche-einfluss von flugasche staeuben unterschiedlicher auf die betoneigenschaften. *Bauberge*, 61:pages 44–49.
- Malhotra, V. y Ramezaniāpour, A. (1994). *Fly Ash in Concrete, 2nd edition*, chapter 6:Effects of Fly Ash on the Estructural Properties of Hardened Concrete. CANMET, Minister of Supply and Services, Canada.
- MOPT (1991). *Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado*. MOPT.
- Moragues, J., Català, J., y Abdul-Hussain, M. (1994). El desarrollo de las características mecánicas del hormigón fabricado con adiciones de cenizas volantes bajo varias condiciones de curado. *Informes de la Construcción*, Vol.45(nº429):pages 91–96.
- Nagayama, I., Hirose, T., Takemura, K., y Sato, H. (1988). A study on control of 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.
- Nickol, D. (1996). Flugasche spart zement und leichtzuschlagstoffe ein. *Baustoffindustrie*, 9:pages 271–273.

- Novo, R., Diez-Cascón, J., Gutiérrez-Solana, F., y Polanco, J. (1986). Conglomerantes de baja energía. In Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, M., editor, *Curso sobre Hormigón Compactado con Rodillo en presas*, pages 43–56. Fundación Agustín de Bethencourt, Dirección General de Obras Hidráulicas.
- Omran, M., Nayak, G., y Jain, S. (1995). Experimental studies on roller compacted concrete dams. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 1: Materials, Planning and design, pages 179–192. Santander, Spain.
- Polanco, J., Diez-Cascón, J., Santaella, L., y Garcia-Arriba, R. (1995). Characterization of blended portland conglomerates. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 1: Materials, Planning and Design, pages 261–276. Santander, Spain.
- Prato, T. (1999). *Modelo termo-químico-mecánico para la simulación de estructuras de hormigón en edades tempranas*. PhD thesis, Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports, Barcelona, España.
- Ravina, D. (1981). Efficient utilization of coarse and fine fly ash in precast concrete by incorporating thermal curing. *Journal of the American Concrete Institute*, 78:pages 194–200.
- Richardson, A. (1991). Performance of Upper Stillwater Dam. In Hansen, K. y McLean, F., editors, *Proceedings of ASCE Speciality Conference on Roller Compacted Concrete III*, pages 148–161. San Diego, USA.
- Salete, E. (1999). Estados térmicos. In IECA, editor, *Presas de Hormigón Compactado*, pages 75–100.
- Salete, E. y Lancha, J. (1998). *Presas de hormigón: problemas térmicos evolutivos*. Number 18 in SEINOR. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Sánchez-Rojas, M., Luxán, M., Frias, M., y N.Garcia (1993). The influence of different additions on portland cement hydration heat. *Cement and Concrete Research*, 23:pages 46–54.

- Schubert, P. (1991). *Fly Ash in Concrete. Properties and Performance*, chapter 3.2.1 Deformation Behaviour under Compressive Strength. RILEM, London.
- Venuat, M. y Alexandre, J. (1966). L'étude du comportement rheologique de quelques cendres volantes. *Reihe: Publication Technique*, 177.
- von Berg, W. y Kukko, H. (1991). *Fly Ash in Concrete. Properties and Performance*, chapter 2. Fresh mortar and concrete with fly ash. RILEM, London.
- Williams, J. y Owens, P. (1982). The implications of a selected grade of United Kingdom pulverized fly ash on the engineering design and use in structural concrete. In Cabrera, J. y Cusens, A., editors, *International Symposium on the use of FPA in Concrete*, pages 301–313, University of Leeds, Leeds, U.K.
- Yamazumi, A., Harita, K., Jikan, S., y Kido, K. (1995). A study of thermal control on RCD Dams. In IECA y CNEGP, editors, *Proceedings of the International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams*, volume 1: Materials, Planning and Design, pages 493–507. Santander, Spain.