



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“CONTROL DE LA TEMPERATURA DEL CONCRETO EN LA CONSTRUCCION DE PRESAS”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
FERNANDO TEJEDA DOMINGUEZ

DIRECTOR DE TESIS: M. I. OSCAR VEGA ROLDAN

MEXICO, D. F.

2001





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/027/01

Señor
FERNANDO TEJEDA DOMINGUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OSCAR VEGA ROLDAN, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CONTROL DE LA TEMPERATURA DEL CONCRETO EN LA CONSTRUCCION DE PRESAS"

- INTRODUCCION
- I. PRESAS DE CONCRETO
 - II. EL PROBLEMA DE LA GENERACION DE CALOR-CONCRETO MASIVO-
 - III. CONTROL DE TEMPERATURA EN EL CONCRETO
 - IV. EJEMPLO DE APLICACIÓN Y COMENTARIOS
 - V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 30 de marzo de 2001.
EL DIRECTOR

M. C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/inste.

Agradecimientos

Dedico este trabajo a mi Mamá y mi Papá por todo el amor que me han brindado a lo largo de mi vida.

También quiero agradecer a:

Toda mi familia, en especial a mis abuelas, Elena C. de Rincón Gallardo e Isabel Villalpando, por el cariño que siempre me han tenido.

A Eduardo por haber compartido tantos momentos juntos.

A Anna Laura, por todo su amor, comprensión y apoyo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial a la Facultad de Ingeniería y a todos mis profesores, que se esforzaron siempre por hacer de mí una mejor persona, y agradezco particularmente al M.I. Oscar Vega Roldán, por su tiempo y dedicación.

A mis Sinodales, por las valiosas observaciones que enriquecieron mi trabajo.

A todos mis amigos, tanto aquellos que conozco desde hace muchos años, como a todos los que hice durante mi etapa en la Universidad.

A la Sección Centro y Sur de México del ACI por su apoyo para la realización de este trabajo.

CONTROL DE LA TEMPERATURA DEL CONCRETO EN LA CONSTRUCCIÓN DE PRESAS

Introducción:	1
1- Presas de Concreto	3
1.1 Prólogo: Importancia del aprovechamiento óptimo del agua hacia el siglo XXI	4
1.2 Finalidad de las presas	4
1.3 Clasificación de las presas	6
1.3.1 Presas de tierra y enrocamiento	6
1.3.2 Presas de concreto	6
1.4 Ventajas y desventajas que influyen en la determinación del uso de presas de concreto	8
1.4.1 Factores de sitio	8
1.4.2 Factores hidráulicos	9
1.4.3 Factores ecológicos	10
2- El Problema de la Generación de Calor - Concreto Masivo-	13
2.1 El concreto	14
2.1.1 La estructura del concreto	14
2.2 Retracción térmica	18
2.3 Capacidad del concreto a la deformación por tensión	20
2.3.1 Resistencia del concreto	20
2.3.1.1 Resistencia del concreto a tensión	21
2.3.2 Módulo de elasticidad del concreto	23
2.3.3 Fluencia del concreto	25
2.3.4 Capacidad de deformación por tensión en el concreto	29
2.3.4.1 Predicción de la capacidad de deformación por tensión	31
2.4 Cambio de temperatura	36
2.4.1 Composición química del cemento portland	36
2.4.2 Hidratación del cemento portland	40
2.4.3 Calor de hidratación	43
2.4.3.1 Calor de hidratación para los diferentes tipos de cementos ASTM	46
2.4.4 Otros aspectos que modifican el aumento en la temperatura	39
2.4.5 Otras propiedades térmicas del concreto	53
2.5.5.1 Capacidad térmica específica	54
2.5.5.2 Conductividad térmica	54
2.5.5.3 Difusividad térmica	55
2.4.6 Cambio de temperatura	56
2.4.6.1 Cálculo del incremento máximo de la temperatura del concreto	58
2.5 Coeficiente de expansión térmica	65
2.6 Grado de restricción	67
2.7 Disipación de Calor	68
3- Control de Temperatura en el Concreto	71

3.1 Control en la mezcla del concreto	74
3.1.1 Selección de materiales para el concreto	74
3.1.1.1 Cemento	74
3.1.1.2 Agregados	76
3.1.1.3 Puzolanas y otros materiales cementante	81
3.1.1.4 Aditivos químicos	86
3.1.1.5 Agua	87
3.1.2 Proporcionamiento de la mezcla	88
3.2 Proceso constructivo – Utilización de juntas, dimensión de bloques y tiempo entre colados sucesivos	95
3.2.1 Juntas de contracción	96
3.2.2 Altura de las hiladas	99
3.2.3 Tiempo de espera entre colados sucesivos	100
3.2.4 Diferencias de altura entre monolitos colindantes	102
3.3 Preenfriamiento del concreto	102
3.3.1 Cálculo de la temperatura de colocación	103
3.3.2 Temperatura del concreto fresco	104
3.3.3 Métodos para enfriar los diferentes componentes del concreto	107
3.3.3.1 Enfriamiento del agua	108
3.3.3.2 Enfriamiento del agregado grueso	110
3.3.3.3 Enfriamiento de la arena	113
3.3.3.4 Enfriamiento del cemento	114
3.4 Sistemas de postenfriamiento	115
3.4.1 Diseño del sistema de tuberías	117
3.4.2 Instalación del sistema de postenfriamiento	127
3.4.3 Operación del sistema de postenfriamiento	129
3.4.4 Sellado e inyectado de juntas	132
3.5 Otros cuidados en el control de la temperatura	134
3.5.1 Curado	135
3.5.2 Agrietamiento superficial	135
3.6 Concreto compactado con rodillos (CCR)	137
4- Ejemplo de aplicación con comentarios	141
4.1 Ejemplo de aplicación	142
4.2 Experiencia de presas construidas	176
5- Conclusiones	185
Apéndice I – Conversión de unidades	189
Apéndice II – Características importantes del concreto en varias presas construidas	190
Referencias bibliográficas consultadas	193

INTRODUCCIÓN

El control de los volúmenes, uso y calidad del agua disponible es uno de los aspectos que más cuidado demandarán del hombre en el presente siglo. La construcción de presas será sin duda uno de los mecanismos más importantes enfocados a asegurar este control. Para lograr el máximo aprovechamiento de estas obras será necesario construirlas cada vez más aprisa, sin embargo, el aumentar la velocidad de construcción implica tener mejores controles de calidad en todos los rubros. Esto a su vez requiere conocer a fondo cada uno de los fenómenos que inciden dentro del proceso constructivo.

En las presas de concreto existe un problema particular. El cemento al entrar en contacto con el agua e hidratarse produce una reacción exotérmica que libera una gran cantidad de calor. En volúmenes de colado muy grandes como es el caso de las presas, la elevación de la temperatura llega a ser considerable, ya que el calor no puede ser disipado con facilidad. Con el paso del tiempo, al enfriarse la presa, se produce una retracción térmica que al encontrarse restringida se traduce en esfuerzos de tensión. Si estos esfuerzos de tensión son altos, provocarán agrietamientos en la estructura, poniendo en riesgo su seguridad y adecuado funcionamiento.

Este trabajo tiene como objetivo presentar de forma clara y metodológica un procedimiento que permita evaluar el problema de la elevación de la temperatura en el concreto y posteriormente revisar distintas formas para controlar este fenómeno.

El trabajo está dividido en cuatro capítulos que hacen más fácil su comprensión.

El primer capítulo explica de forma breve la gran importancia de las presas en nuestros tiempos y habla particularmente de las ventajas y desventajas que tienen las presas de concreto.

El segundo capítulo presenta un análisis detallado del problema generado por la hidratación del cemento. A lo largo de este capítulo se proponen procedimientos que permiten evaluar

la magnitud de cada uno de los elementos implicados en el problema de la retracción térmica. Por un lado se estudia la capacidad que tiene el concreto para resistir los esfuerzos a tensión, mientras que por el otro lado se estima cuál será la magnitud de los esfuerzos debidos a los cambios en la temperatura.

El tercer capítulo hace un amplio estudio de cuáles son los procedimientos y mecanismos que permiten tener un eficiente control de la temperatura del concreto. Se habla de cuáles son las ventajas y desventajas de cada uno de estos procedimientos y se presentan modelos para estimar su efecto. A lo largo de este capítulo se hace una gran cantidad de recomendaciones que deben tomarse en cuenta tanto en la etapa del diseño como en el proceso constructivo.

El cuarto capítulo presenta un ejemplo en el que se aplica una gran cantidad de conceptos estudiados en los dos capítulos anteriores. El ejemplo presenta para cada situación un conjunto de soluciones que fomentan la discusión sobre cada una de ellas. A lo largo del ejemplo se hacen comentarios sobre cada una de las diversas soluciones. Al final del capítulo se cita la experiencia obtenida en diversas presas de concreto construidas tanto en México como en Estados Unidos.

Finalmente en el capítulo cinco, se hacen conclusiones sobre lo que implica utilizar un sistema de control de temperatura en el concreto usado para la construcción de presas.

CAPÍTULO I

PRESAS DE CONCRETO

1.1 Prólogo: Aprovechamiento óptimo del agua hacia el siglo XXI

Durante siglos los hombres han luchado entre sí por la supremacía y el control de los recursos naturales y será sin duda el siglo XXI el siglo en que el hombre luchará por el agua. A pesar de que existe suficiente agua en el mundo para todos sus habitantes ésta se encuentra mal distribuida. Baste recordar que, por ejemplo, en México el 85% del agua se encuentra abajo de la cota de los 500 msnm y el 70% de la población se encuentra arriba de esta misma cota.

Hay una vasta cantidad de agua presente en la tierra y la atmósfera circundante. Más del 70% de la superficie terrestre está cubierta por agua. Existen aproximadamente 1.359×10^{18} m³ de agua en la tierra¹. Sin embargo, el 97% de toda el agua se encuentra como agua salada en los océanos y gran parte del 3% restante, que es agua dulce, está congelada en los casquetes polares. Así sólo cerca del 0.7% del agua que hay en la tierra forma los lagos y los ríos de agua dulce, así como los acuíferos y el agua de la atmósfera.² De estos datos podemos deducir que resulta escasa el agua utilizable para el consumo humano y el aprovechamiento en la mayoría de las actividades humanas. Si a esto le sumamos que gran parte del agua dulce se encuentra seriamente contaminada, el problema se agrava considerablemente.

La casi total imposibilidad para dotar de agua a las grandes urbes será sin duda la limitante para el crecimiento de la población. Pero el problema no acaba solamente en el agua potable, ya que requerimos el agua para la actividad agrícola y ganadera que cada vez demanda mayores tasas de productividad y un mejor aprovechamiento de la tierra. El agua también es capaz de generar una gran cantidad de energía eléctrica derivada de las plantas hidroeléctricas que en países como Brasil representan arriba del 90% de su consumo

¹ Life Science Library; Water p. 9

² Tebbitt, Fundamentos de control de la calidad del agua; p. 16

energético³. Si a lo anterior le sumamos la necesidad de agua en las actividades industriales, nos damos cuenta de la importancia que tiene el agua en todos los rubros. Sin duda, el aprovechar el mejor aprovechamiento del agua de que disponemos será un gran reto.

Por todas estas razones, los países que controlen el agua serán los que dominen el mundo, ya que serán los únicos autosuficientes. Así como en el siglo XX se dieron guerras por el control del petróleo durante el siglo XXI, el agua será la causante de un gran número de disputas.

Podemos deducir que deberemos ser especialmente cuidadosos en el cuidado y aprovechamiento del agua. Será labor de los ingenieros civiles poder construir y operar obras hidráulicas más eficientes. Las presas son sin duda unas de las obras hidráulicas más importantes. Poder almacenar la mayor cantidad de agua entre una temporada de avenidas y otra será indispensable para poder hacer frente a la escasez, especialmente en un país como el nuestro donde la mayoría de los ríos no son perennes.

Las presas, debido a su alto costo y las grandes repercusiones tanto económicas como ecológicas que tienen, son un elemento indispensable de estudio. Los procedimientos constructivos deberán ser cada vez mejores y con costos más bajos. Será indispensable encontrar métodos que permitan construir las obras a mayor velocidad (sin dejar a un lado la seguridad y calidad) para poder hacer frente a los consumos de agua que cada vez se incrementan más.

1.2 Finalidad de las presas

Las presas son obras hidráulicas que tienen como objeto manejar el agua ya sea con el propósito de su aprovechamiento o para fines de defensa. La cortina de una presa o presa propiamente dicha, se define como una estructura que se construye atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o

³ Enciclopedia Microsoft Encarta 2000

una derivación. Además de esta estructura, las presas normalmente están constituidas por la obra de excedencias, la obra de toma y la obra de desvío.

Las presas pueden ser construidas para muy diversos usos, entre los que destacan los de almacenamiento en que se acumula el agua en los periodos en los que sobra, para utilizarla cuando escasea. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales, o más largos. Las presas de almacenamiento pueden tener muy diversos fines como son el abastecimiento de agua para consumo humano, para riego, usos municipales e industriales, para recreo o para la cría de peces y otras especies acuáticas, para la generación de energía hidroeléctrica, etc. El fin o fines específicos en los que va a utilizarse el almacenamiento tienen a menudo influencia en el proyecto de la estructura, y pueden determinar conceptos como el de la magnitud de las fluctuaciones del nivel que pueden esperarse en el vaso y el del volumen de filtraciones que pueden permitirse.

Las presas también pueden construirse para la derivación y tienen como fin proporcionar una carga necesaria para derivar el agua hacia canales, zanjas, u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar, o para aprovechar la carga hidráulica en el movimiento de máquinas o la generación eléctrica.

Otra función de las presas es la de regular el escurrimiento de las avenidas y de las producidas por tormentas ocasionales. En las presas reguladoras el agua se almacena temporalmente y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. Algunas presas reguladoras almacenan el agua tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas y fondo del valle. Este último tipo de presas reguladoras tiene como fin principal recargar los acuíferos. Algunas presas reguladoras se utilizan para detener los sedimentos, a éstas se les conoce como presas para control del azolvamiento de las conducciones y estructuras de aguas abajo.

1.3 Clasificación de las presas

Las presas se clasifican de diversas formas: de acuerdo con su uso, con su proyecto hidráulico o con el material del que están hechas. Nosotros no referiremos a este último para enfatizar las características de cada presa según el material del que está constituida.

1.3.1 Presas de tierra y enrocamiento

Presas de tierra – Estas constituyen el tipo de presas más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que requieren de un tratamiento mínimo. Además, los requisitos para su cimentación son menos exigentes que para otros tipos. Estas presas requieren que sus obras de excedencias se construyan como estructuras complementarias. La principal desventaja de una presa de tierra es que si el vertedor de demasías se ve superado y el agua rebasa la corona de la presa, ésta puede verse seriamente dañada o inclusive destruirse por efecto erosivo. También están sujetas a sufrir serios daños y aun a fallar debido a las perforaciones hechas por animales cavadores a menos que se tomen las precauciones necesarias.

Presas de enrocamiento – En éstas presas se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a un elemento impermeable, que puede ser un núcleo delgado de arcilla, una capa de material impermeable del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico o algún otro dispositivo semejante. Las presas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes suficientes como para romper el elemento impermeable, por lo que las únicas cimentaciones adecuadas para él, son la roca u otros materiales suficientemente compactos.

1.3.2 Presas de concreto

Las presas de concreto pueden ser de diversos tipos como son las presas de gravedad, las de bóveda y las de contrafuertes. A continuación se describe someramente cada una.

Presas de concreto tipo gravedad – Las presas de gravedad basan su estabilidad en su peso propio. Estas presas se pueden usar en lugares en los que se dispone de una cimentación de roca razonablemente sana. Se adaptan bien para utilizarse como sección vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se utilizan para formar la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o como presas derivadoras. Muchas presas de gravedad se han construido de mampostería, pero actualmente casi todas las presas de este tipo se hacen con concreto, debido a la excesiva mano de obra requerida para las primeras. Las presas de gravedad pueden tener la planta recta, quebrada o curva (presas de arco gravedad).

Presas de concreto del tipo de bóveda – Estas presas tienen una estructura curva, masiva, de concreto o de mampostería, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción de arco, a las superficies de la cimentación en las laderas y, por la gravedad, al fondo de la boquilla. Estas presas se adaptan a los lugares en los que la relación de la distancia entre el ancho a la altura de la boquilla no es grande y donde la cimentación es roca sólida capaz de resistir los empujes laterales.

Presas de concreto de contrafuertes Estas presas están constituidas por dos elementos principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y contrafuertes que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales. Las presas de contrafuertes se basan en el principio de disminuir al máximo las fuerzas de subpresión haciendo ésta casi despreciable. En algunas circunstancias pueden requerir hasta aproximadamente 60% menos de concreto que las presas macizas de gravedad, pero algunos aumentos de costo debidos a los moldes y al mayor cuidado que requieren en su construcción, a veces contrarrestan el efecto de los ahorros en concreto. Existen distintos tipos de presas de contrafuertes como son las de tipo Ambursen (losas planas), las de bóvedas múltiples y las de machones.

1.4 Ventajas y desventajas que influyen en la determinación del uso de presas de concreto.

La determinación del tipo de cortina más conveniente para un sitio determinado involucra la consideración de muchos factores, aun cuando en un inicio se elaboren diseños de varios tipos para evaluar costos y otros parámetros. En numerosos casos, el costo excesivo de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías, las limitaciones en las obras de toma, y el problema de desviar la corriente durante la construcción tiene una importante influencia en la selección del tipo de presa. En otros casos la selección puede depender de la disponibilidad de los distintos materiales así como de la mano de obra y del equipo de que se pueda disponer, lo que puede ser un elemento muy relevante cuando el factor tiempo es importante. La selección del mejor tipo de presa para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se utilizara la presa, la economía, la seguridad, etc. La elección final del tipo de presa se hará generalmente después de considerar estos factores. Usualmente el factor más importante para determinar la elección final del tipo de presa, entre alternativas igualmente funcionales y seguras, será el costo de la construcción.

1.4.1 Factores del sitio

Se refieren a las características del lugar donde deberá de ser hecha la cortina e incluyen la cimentación, topografía, acceso a materiales para la construcción, accesibilidad, clima, etc.

Cimentación - Las presas de concreto requieren forzosamente de formaciones rocosas de buena calidad ya que las fuerzas que debe resistir la presa se transmitirán directamente a la cimentación. Las presas de bóveda que se apoyan en las ladrcas para transmitir los esfuerzos requieren especialmente de una buena cimentación. Otro factor importante en este punto es el considerar la cantidad de acarreo que deberán de moverse para poder apoyar la presa sobre una cimentación de roca firme.

Topografía – Si las condiciones geológicas son adecuadas, los cañones angostos son favorables para construir presas en bóvedas. Si la relación de la cuerda entre el arco es menor a cinco las presas en bóveda o arco suelen ser muy favorables. En el caso de que esta relación se exceda, puede ser más conveniente otro tipo de presa.

Materiales de construcción – La disponibilidad y el costo de los materiales puestos a pie de la obra es un factor muy importante en la selección del tipo de cortina. En el caso de las presas de concreto, el cemento siempre tendrá que ser transportado de una fábrica al lugar de la obra, sin embargo, las presas de tierra y materiales graduados siempre están sujetas a la disponibilidad de diversos materiales para construir el núcleo, los filtros, los respaldos y la coraza, materiales de origen natural que no siempre están presentes en la zona de la construcción. La eliminación o reducción en los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente en casos que se utilizan en grandes cantidades, reducirá considerablemente el costo total de la obra. El poder disponer de buena arena y de grava para el concreto localmente, a un costo razonable y además dentro de las propiedades que se requieren para el proyecto, es un factor favorable para emplear una estructura de concreto.

1.4.2 Factores hidráulicos

Desde el punto de vista económico, la obra de excedencias es la más importante para determinar el tipo de presa; también es fundamental considerar la obra de desvío.

Obra de excedencias – En las presas de tipo gravedad y de contrafuertes, con facilidad se pueden adaptar vertedores de demasías que viertan por encima de ellas, inclusive para gastos de gran consideración. Las presas en bóveda también pueden ser vertedoras, aunque están limitadas a gastos menores y muchas veces con caídas más reducidas. Cuando se requieren vertedores de gran capacidad y donde el agua adquiere grandes velocidades, es recomendable que la descarga sea en canal abierto, razón por la cual resulta favorable la solución de cortinas de gravedad y de contrafuertes. Las cortinas de tierra, enrocamiento y materiales graduados no son aptas para verter, debido a que los elementos del vertedor

podrían estar sujetos a hundimientos diferenciales que harían inestable la obra. Debe destacarse también, que el agua bajo ninguna circunstancia podrá rebasar una cortina de materiales sueltos ya que los podría arrastrar presentándose inevitablemente la falla de la presa. Una presa de concreto podría verse rebasada por el nivel del agua y no sufrir daños irreversibles. Esto significa que las obras de excedencias de las presas de materiales sueltos requieren de un mayor coeficiente de seguridad que se refleja directamente en un aumento en el costo.

Obras de desvío – El método para desviar un río depende mucho del tipo de cortina que se construirá. Cuando se trate de presas de concreto, de gravedad y bóveda, se puede colar la presa en bloques, y dejar pasar el flujo entre ellos, sin que tenga influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura. Otro método es construir túneles en las laderas de los cañones y que libren la zona de construcción. En las cortinas de materiales sueltos con frecuencia es necesario construir estos túneles. El costo de los túneles de desvío por lo general es mayor en el caso de cortinas de tierra y materiales graduados que si se trata de cortinas de concreto, debido a la gran amplitud de la base de las cortinas primeramente señaladas. Otro aspecto que se debe recalcar es la necesidad de construir ataguías más altas y seguras para las presas de materiales sueltos, ya que si el agua llega a rebasar la ataguía durante la construcción de la presa puede destruir todo el avance hasta ese momento, algo que no necesariamente ocurriría en el caso de una presa de concreto.

1.4.3 Factores ecológicos

Los diseñadores evalúan y seleccionan los materiales generalmente con base en sus propiedades de ingeniería y en los costos. Cada vez más, están siendo tomadas en cuenta las propiedades que afectan la salud humana, tales como los humos tóxicos o la radiación asociada con la producción y el uso de un material. En el futuro, si no es que ya en el presente, también se tendrán que considerar los aspectos ecológicos para los diseños, así se tendrán que considerar aspectos, como la deforestación que se requieren para obtener materias primas, el consumo de energía y de agua, la contaminación del agua, aire, suelo y los desperdicios que se crean durante el proceso de manufactura.

Con base en consideraciones técnicas, económicas y ecológicas, no hay mejor lugar que el concreto para millones de toneladas de subproductos puzolánicos y cementantes (como la ceniza volante y las escorias de alto horno). La disposición de estos subproductos arrojándolos a charcos y en corrientes de agua, liberan metales pesados tóxicos. Aun en las aplicaciones de pequeñas cantidades tales como rellenos de tierra, son al final de cuentas peligrosos para el ecosistema y la salud humana ya que estos metales tóxicos se filtran al agua subterránea. Por otra parte, la incorporación de ceniza volante y de escoria como componentes de cementos portland mezclados, o como aditivos minerales en el concreto, presentan una forma relativamente económica de disponer adecuadamente de los elementos tóxicos presentes.⁴

Además de todas las ventajas técnicas que pueda tener el sustituir una parte de cemento pórtland en el concreto por ceniza volante o por escoria de alto horno, los aditivos minerales ofrecen una forma fácil de conservar las materias primas para elaborar cemento y las fuentes de energía. La conservación de fuentes naturales es ante todo ecológica. La energía para producir ceniza volante o escoria resulta independiente del concreto. Por ejemplo, el sustituir 30% de cemento en el concreto por ceniza volante, reducirá el contenido de energía del material cementante en casi la misma cantidad. La escoria granulada de alto horno puede usarse para sustituir mayores cantidades de cemento en el concreto.

Uno de los principales aspectos que debemos de tomar en cuenta para encontrar un equilibrio ecológico, es sin duda ver a toda la actividad humana como un sistema y no dividirla en cada una de sus partes. Al poder hacer un análisis completo del todo, podremos identificar como los desechos de unos podrán ser las materias primas de otros de tal manera que podamos eliminar los desperdicios y que el balance general de todos los contaminantes que generemos se reduzca al máximo. El principio del desarrollo sostenible está en que tomemos de la Tierra los menores recursos y le regresemos los menores desperdicios. Para

⁴ MEHITA Kumar; Concreto; p 371

lograr esta armonía la única forma está en hacer el mejor uso de los recursos con que contamos.

La utilización del concreto en presas permite disponer de materiales tóxicos de una forma segura y económica a gran escala, debido a los grandes volúmenes de concreto que se manejan en las cortinas. Además, como se verá más adelante, la inclusión de cenizas volantes y escorias de alto horno le dan grandes ventajas al concreto masivo contra el agrietamiento térmico. Además de eliminar materiales peligrosos y obtener ventajas técnicas, al utilizar estos aditivos minerales como sustitución del cemento ahorramos materias primas y energía para la fabricación de éste, contribuyendo a la cadena del desarrollo sostenible

CAPÍTULO 2

EL PROBLEMA DE LA GENERACIÓN DE CALOR CONCRETO MASIVO

El concreto de cemento p rtland es actualmente el material manufacturado más extensamente utilizado. A juzgar por las tendencias mundiales, el futuro del concreto parece aún más brillante, porque para la mayoría de las aplicaciones ofrece propiedades de ingeniería adecuadas a bajo costo y combina el ahorro de energía y beneficios ecológicos.⁵ Es por ello que debemos estudiarlo a detalle, ya que gran cantidad de presas y otras grandes obras por construirse seguramente se harán con este material.

A pesar de la aparente simplicidad del concreto, tiene una estructura sumamente compleja, por lo tanto se requiere un estudio profundo para conocerlo plenamente.

La reacción del cemento con el agua es exotérmica, es decir, se genera calor cuando se lleva a cabo. En elementos de gran tamaño, como es el caso de las presas, esto llega a ser un gran problema, ya que la temperatura de la masa de concreto se eleva mucho y debido a las condiciones de disipación del calor se generan gradientes de temperatura que, de no ser tomados en cuenta durante el diseño, producirán esfuerzos a tensión mayores a los que soporta el concreto, por lo que se producirán agrietamientos que harán que la estructura no funcione satisfactoriamente.

Para evitar estos problemas es necesario estudiar a detalle las características y propiedades del concreto, cuáles son las razones por las que se genera el calor, qué consecuencias tiene y, con base en esto, tomar medidas que nos permitan mitigar el problema y obtener un resultado adecuado.

⁵ Melita, Kumar; Concreto, p. XIII

2.1 El concreto

El concreto es un material compuesto que consiste esencialmente en un medio conglomerante dentro del cual se hallan ahogadas partículas o fragmentos de agregados. En el concreto de cemento hidráulico, el medio conglomerante está formado por una mezcla de cemento pórtland y agua. El agregado es el material granular, tal como arena y grava, que se utiliza para formar el concreto; sus propiedades y características deben de ser estudiadas y analizadas para obtener concreto de buena calidad y que cumpla con las características específicas de cada proyecto.

2.1.1 La estructura del concreto

Las relaciones estructura-propiedades se encuentran en el centro del estudio de la ciencia moderna de los materiales. El concreto tiene una estructura altamente heterogénea y compleja. Por lo tanto, resulta muy difícil construir modelos exactos de la misma, que permitan predecir con seguridad el comportamiento del material. Sin embargo, el conocer cada uno de los componentes individualmente es útil para aproximarnos al entendimiento de cómo se comporta el concreto en su conjunto.

Al examinar la sección transversal de concreto, las dos fases que se pueden distinguir claramente son la de las partículas del agregado de variada dimensión y forma y el medio aglutinante, compuesto por la masa de la pasta del cemento hidratado. En el nivel microscópico comienza a mostrarse la complejidad de la estructura del concreto. Las dos fases de la estructura no se distribuyen homogéneamente una con respecto a la otra. También podemos ver a escala microscópica que, en presencia del agregado, la estructura de la pasta del cemento hidratado en la vecindad de grandes partículas de agregado es en general muy diferente de la estructura de la pasta masiva (o mortero) en el conjunto. Existe una tercera fase, la zona de transición, que representa la región límite común entre las partículas del agregado grueso y la pasta del cemento hidratado. La zona de transición es en general más débil y tiene características diferentes a cualquiera de las otras dos

componentes principales del concreto y es la explicación a muchos aspectos en el comportamiento del concreto.

Estructura de la fase “agregados”

La fase de los agregados es predominantemente responsable de la mayor parte del peso unitario, del módulo de elasticidad y de la estabilidad dimensional del concreto. Estas propiedades dependen en gran parte de la densidad y resistencia de los agregados, que son determinados por las características físicas más que por las características químicas de la estructura de los agregados.⁶ También son importantes las características de porosidad, forma y textura del agregado, ya que afectan las propiedades del concreto. Siendo en general más resistente que las otras dos fases del concreto, la fase “agregados” no tiene influencia directa en la resistencia del concreto, excepto en el caso de algunos agregados altamente porosos y débiles. El tamaño y la forma del agregado grueso puede, sin embargo, afectar la resistencia del concreto en una forma indirecta.

Estructura de la pasta del cemento hidratado

La pasta del cemento hidratado consiste en la estructura que resulta de la reacción química entre el cemento pórtland y el agua. El cemento pórtland anhidro es un polvo gris que consiste en partículas angulares, generalmente dentro del rango de 1 a 50 μm . Se produce pulverizando el clinker con una pequeña cantidad de sulfato de calcio, siendo el clinker una mezcla heterogénea de varios minerales producidos por reacciones a alta temperatura entre óxido de calcio y sílice, alúmina y óxido de hierro. La composición química de los principales minerales del clinker corresponde aproximadamente a C_3S , C_2S , C_3A y C_4AF ⁷, en un cemento pórtland ordinario.

Cuando el cemento pórtland es mezclado con el agua, los compuestos presentes en el cemento reaccionan de distintas maneras formándose diferentes cristales, cada uno con

⁶ Ibidem p. 15

⁷ De acuerdo con las convenciones de los químicos del cemento C=CaO, S=SiO₂, A=AlO₃, F=Fe₂O₃, s=SO₃, H=H₂O

características diferentes. Las reacciones químicas que se llevan a cabo serán estudiadas más adelante.

La pasta del cemento hidratado está compuesta por cuatro fases sólidas principales que son el hidrato de silicato de calcio que representa del 50 al 60%, el dióxido de calcio que constituyen entre el 50 al 25 %, los sulfoaluminatos de calcio que por lo general ocupan del 15 al 20% del volumen y granos de clinker no hidratados totalmente que, dependiendo del grado de hidratación, pueden encontrarse en la microestructura de las pastas aun largo tiempo después del tiempo de la hidratación.

Además de los sólidos ya descritos, la pasta del cemento hidratado contiene varios tipos de huecos que tienen importante influencia en las propiedades del concreto. Los distintos tipos de huecos se clasifican según su tamaño y principalmente son los espacios entre capas en el hidrato de silicato de calcio, los huecos capilares y los huecos de aire.

La pasta del cemento hidratado también es capaz de contener gran cantidad de agua que se encuentra como agua capilar, agua adsorbida, agua entre capas y agua químicamente combinada.

Las proporciones de todos estos elementos dentro de la pasta del cemento hidratado son en gran medida responsables de las características y propiedades del concreto como puede ser la resistencia, estabilidad dimensional y durabilidad entre otras.

Estructura de la zona de transición en el concreto

La zona de transición, aunque está compuesta por los mismos elementos que la pasta, tiene estructura y propiedades diferentes. Esto se debe a que en el concreto recientemente compactado se forman películas de agua alrededor de las partículas del agregado grueso. Esta puede ser la causa por la que la relación agua/cemento es más alta en la parte cercana al agregado grueso que alejada de él.

Debido a la alta relación agua/cemento, estos productos cristalinos en la vecindad del agregado grueso están formados por cristales relativamente más grandes y por lo tanto forman un marco más poroso que en la masa de la pasta de cemento o en la matriz del mortero. Además, los cristales de hidróxido de calcio en forma de placas, tienden a formar capas orientadas, perpendiculares a la superficie del agregado.⁸

Aun para el concreto con baja relación agua/cemento, a edades tempranas, el volumen y el tamaño de los huecos en la zona de transición es más grande que en la masa del mortero, consecuentemente, el primero es más débil en resistencia. Además del gran volumen de huecos capilares y de los cristales de hidróxido de calcio orientados, el principal factor responsable de la pobre resistencia de la zona de transición en el concreto es la presencia de microgrietas. La cantidad de microgrietas depende de numerosos parámetros, incluyendo el tamaño del agregado y su granulometría, el contenido de cemento, la relación agua/cemento, el grado de compactación del concreto fresco, las condiciones de curado, la humedad del ambiente y la historia térmica del concreto. La zona de transición formada en estas condiciones, será susceptible de agrietarse cuando se exponga a la influencia de esfuerzos de tensión inducidos por movimientos diferenciales entre el agregado y la pasta del cemento hidratado.⁹

Estos movimientos diferenciales se deben comúnmente al secado o al enfriamiento del concreto. En otras palabras, el concreto tiene microgrietas en la zona de transición aun antes de que la estructura sea cargada. Obviamente, el impacto de las cargas a corto plazo, la retracción por secado y temperatura así como las cargas sostenidas a altos niveles de esfuerzo tendrán el efecto de incrementar el tamaño y número de las microgrietas.

La zona de transición es generalmente el eslabón más débil de la cadena y es considerada como la fase de resistencia límite del concreto. Es debido a la zona de transición que el concreto falla en un nivel de esfuerzo considerablemente menor que la resistencia de sus dos principales componentes. Se necesita una cantidad considerable de energía para la

⁸ Ibidem p. 27

⁹ Ibidem p. 27

formación y la extensión de grietas en la matriz bajo una carga de compresión, pero bajo cargas de tensión, las grietas se propagan rápidamente y a un nivel de esfuerzo mucho menor. Ésta es la razón por la que el concreto falla de una forma frágil a la tensión, pero que es relativamente tenaz a la compresión. Ésta también es la razón por la que la resistencia a la tensión es mucho menor que la resistencia a la compresión del concreto.

2.2 Retracción térmica

Al cargarse, el concreto muestra deformación tanto elástica como inelástica y, como mencionamos anteriormente, deformaciones por retracción al secarse o enfriarse. Cuando se restringe, la deformación por retracción produce patrones complejos de esfuerzo que a menudo conducen al agrietamiento. La retracción térmica es de gran importancia en los elementos de grandes dimensiones.

En general, los sólidos se expanden con el calor y se contraen con el frío. La deformación asociada con el cambio de temperatura dependerá del coeficiente de expansión térmica del material y la magnitud del descenso o ascenso de la temperatura. Excepto en condiciones climáticas extremas, las estructuras de concreto ordinario reciben poco o ningún daño por los cambios de temperatura. Sin embargo, en estructuras masivas, la combinación del calor producido por la hidratación del cemento y las condiciones pobres para la disipación de calor, resultan en un gran incremento en la temperatura del concreto tras los pocos días que siguen a la colocación. Subsecuentemente, el enfriamiento a la temperatura ambiente a menudo causa que se agriete el concreto. Puesto que la preocupación principal en el diseño y construcción de estructuras de concreto masivo es que la estructura permanezca como un monolito libre de grietas, se debe hacer un gran esfuerzo para controlar este problema.

El esfuerzo debido a la retracción térmica depende fundamentalmente de cuatro factores que son: el cambio en la temperatura, el coeficiente de expansión térmica, el grado de restricción y el módulo de elasticidad. El esfuerzo se calcularía de la siguiente manera:

$$\sigma = K_r E \alpha \cdot \Delta T \quad [2.1]$$

Donde:

σ = Esfuerzo debido a la retracción térmica

K_r = Grado de restricción

E = Módulo de elasticidad

α = Coeficiente de expansión térmica

ΔT = Cambio de temperatura

En el concreto existe un fenómeno denominado fluencia que permite un relajamiento gradual con el tiempo en el esfuerzo debido a deformaciones sostenidas. Este fenómeno lo estudiaremos más adelante. La fluencia se ve reflejada en el módulo de elasticidad, por lo tanto la ecuación se modifica de la siguiente manera:

$$\sigma = K_r E' \alpha \cdot \Delta T \quad [2.2]$$

E' = Módulo de elasticidad afectado por la fluencia

Con materiales de baja resistencia a la tensión, como el concreto, la retracción por enfriado es muy importante, ya que, dependiendo del módulo de elasticidad, el grado de restricción y el esfuerzo de relajamiento debido al flujo, los esfuerzos resultantes de tensión pueden ser suficientemente grandes para causar agrietamiento.

Sabemos entonces que, ya que el concreto es no reforzado, requerimos que éste tome todo el esfuerzo. Por ello, el esfuerzo debido a la retracción térmica σ deberá ser menor que el esfuerzo a tensión σ_m que soporta el concreto para evitar el agrietamiento.

$$\sigma \leq \sigma_m$$

σ_m = esfuerzo a tensión que resiste el concreto

Por lo tanto:

$$K_r E' \alpha \cdot \Delta T \leq \sigma_{tn} \quad [2.3]$$

Esta ecuación la deberemos de estudiar con todo detenimiento para entender cuáles son los factores que influyen en los esfuerzos producidos por los cambios de temperatura y posteriormente encontrar soluciones a este problema.

2.3 Capacidad del concreto a la deformación por tensión (resistencia, módulo de elasticidad y fluencia)

Como hemos visto anteriormente, el concreto, debido a los cambios en la temperatura, modifica su volumen, y si se encuentra restringido al movimiento se producirán esfuerzos. En el caso del enfriamiento estos esfuerzos serán de tensión, por lo tanto, la resistencia a tensión del concreto en el caso de las presas (al ser no reforzado) nos es muy importante. A continuación estudiaremos las tres propiedades físicas que determinan la resistencia del concreto bajo los esfuerzos debidos a la retracción: resistencia a tensión, módulo de elasticidad y fluencia. Estudiaremos la relación que existe entre ellas y la forma de predecirlas. Un aspecto muy importante y que influye de forma determinante para que se estudien conjuntamente las tres características es que varían con el tiempo y la manera en que es aplicada la carga.

2.3.1 Resistencia del concreto

La resistencia del concreto es la propiedad más importante para los diseñadores y los responsables del control de calidad. En los sólidos existe una relación inversa entre la porosidad y la resistencia. Por consecuencia, en materiales de múltiples fases como el concreto, la porosidad de la estructura de cada componente puede convertirse en un límite a la resistencia. Aunque la relación agua/cemento es importante para determinar la porosidad tanto de la matriz como de la zona de transición, y por lo tanto la resistencia del concreto, factores tales como la compactación y las condiciones de curado, el tamaño del agregado y sus características minerales, los aditivos, la geometría de los especímenes, la condición de

humedad, el tipo de esfuerzo y la velocidad de aplicación de la carga pueden tener también un efecto importante en la resistencia.

La resistencia de un material se define como la habilidad para resistir esfuerzos sin fallar. La falla se identifica algunas veces con la aparición de grietas. Sin embargo, a diferencia de otros materiales el concreto contiene grietas finas aun antes de ser sujeto a esfuerzos externos. En el concreto, por lo tanto, la resistencia se relaciona con el esfuerzo requerido para causar fractura y es sinónimo del grado de falla en el que el esfuerzo aplicado alcanza su valor máximo. En las pruebas de tensión, la fractura de la pieza probada es la falla.

Una diferencia importante entre el concreto estructural y el concreto masivo utilizado en presas es el tiempo de referencia que se da para la resistencia de diseño. A partir de los 1950's se abandonó la utilización de diseñar la resistencia del concreto masivo a 28 días. Esto se debe a que, de acuerdo con los materiales cementantes comúnmente utilizados y las formas de curado, la ganancia de resistencia entre el primer mes y un año suele ser grande. Además, los esfuerzos máximos a los que se verá sometida la estructura se desarrollan usualmente hasta después de muchos meses. Por ello es una práctica común el especificar la resistencia de diseño para periodos más prolongados, como puede ser un año.

2.3.1.1 Resistencia del concreto a la tensión (σ_t)

Cuando se trabaja con concreto reforzado se desprecia el bajo valor de la resistencia a la tensión que tiene el concreto, ya que se utiliza el acero para soportar las cargas de tensión. La relación entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión es del orden de 0.07 a 0.11.¹⁰ Por lo tanto la mayoría de los elementos de concreto son diseñados bajo la suposición de que el concreto deberá resistir los esfuerzos a compresión pero no los de tensión. Sin embargo, los esfuerzos a la tensión no pueden ser ignorados completamente, ya que los agrietamientos en el concreto son con frecuencia el resultado de una falla por tensión causada por una retracción restringida; la retracción generalmente es causada por la disminución en la temperatura del concreto o al secado del concreto húmedo. En estructuras

¹⁰ Ibidem p. 48

de concreto masivo como es el caso de las presas, el esfuerzo a la tensión resulta importante para soportar los agrietamientos y que la cortina siga trabajando como un elemento monolítico.

Con un material como el concreto, que contiene espacios vacíos de varios tamaños y formas en la matriz y microgrietas en la zona de transición entre la matriz y los agregados gruesos, los modos de falla bajo esfuerzo son muy complejos y varían con el tipo de esfuerzo. Bajo tensión uniaxial, se necesita relativamente menos energía para el inicio y crecimiento de grietas en la matriz. Una propagación rápida y la interconexión del sistema de grietas, que consiste en las grietas preexistentes en la zona de transición y las grietas nuevas formadas en la matriz, son las responsables de la falla frágil. Lo anterior se debe a que la dirección de la propagación de la grieta en tensión uniaxial es transversal a la dirección del esfuerzo. La iniciación y el crecimiento de cada nueva grieta reducirá el área disponible soportante de la carga, y esta reducción causa un incremento en los esfuerzos en las puntas críticas de las grietas.

Cálculo de la resistencia a la tensión (σ_m)

Las resistencias a la compresión y a la tensión están íntimamente relacionadas, sin embargo no existe una proporcionalidad directa. Cuando la resistencia a la compresión aumenta, la resistencia a la tensión también se incrementa, pero a una velocidad decreciente. En otras palabras, entre mayor sea la resistencia a la compresión, la relación será más baja. Existen muchas fórmulas para calcular la resistencia a la tensión a partir de la resistencia a la compresión. En general los resultados son similares. Una de las fórmulas más aceptadas es:¹¹

$$\sigma_m = 0.32(f_c)^{2/3}$$

¹¹ ACI 207.1R-96; Mass concrete: p. 17

Donde σ_{1n} es la resistencia a la tensión, y f_c es la resistencia a la compresión en cilindros, ambos valores son en megapascuales (MPa).

Esta relación puede cambiar, dependiendo de los materiales específicos de la mezcla, de la calidad del concreto y otros factores por lo que se recomienda que en trabajos importantes, de ser posible, se confirmen los resultados obtenidos.

2.3.2 Módulo de elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad en un material está dado por la pendiente de la curva esfuerzo -- deformación bajo carga uniaxial y el comité ACI 318 lo define como la relación entre el esfuerzo normal y la correspondiente deformación unitaria asociada a los esfuerzos por tensión o compresión.

El concreto no es un material realmente elástico lineal. Su curva de esfuerzo deformación es más bien curva. Por ello existen diferentes módulos de elasticidad como son el módulo tangente, el módulo secante y el módulo cuerda.

Para calcular el módulo de elasticidad se han propuesto muchas expresiones pero no existe un acuerdo. Se sabe que el módulo de elasticidad aumenta con un incremento de la resistencia a la compresión del concreto, sin embargo no hay un consenso sobre esta relación.

De acuerdo con el reglamento de construcciones ACI 318-95 el módulo de elasticidad se puede calcular como:¹²

$$E = W_c^{1.5} \cdot 0.14 \cdot \sqrt{f'_c}$$

¹² ACI 318-95; Reglamento para las construcciones de concreto estructural; cap. 8.5

Donde:

- E = Módulo de elasticidad en kg/cm^2
- W_c = Peso unitario del concreto en kg/m^3
- f'_c = Resistencia a la compresión a 28 días en cilindros estándar en kg/cm^2

Utilizando el sistema internacional resulta la siguiente fórmula:

$$E = 0.04472 \cdot \rho_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

- E = Módulo de elasticidad en MPa
- ρ_c = Densidad del concreto en kg/m^3
- f'_c = Resistencia a la compresión a 28 días en cilindros estándar en MPa

Esta fórmula muestra la importancia que tiene el agregado en el módulo de elasticidad ya que éste es responsable en gran medida del peso volumétrico del concreto. De la experiencia de presas construidas los módulos de elasticidad son del orden de 1.9 a 3.8×10^4 MPa a los 28 días.

Se acostumbra utilizar el mismo módulo de elasticidad para la tensión que para la compresión,¹³ sin embargo eso no es rigurosamente cierto.

El módulo de elasticidad en general no puede ser un parámetro que podamos controlar, ya que, como hemos visto, depende del tipo de agregado que se esté utilizando y de la resistencia del concreto. Estos dos factores normalmente obedecen a otras razones durante su selección. Por lo tanto lo importante es conocer las características del concreto que se va a utilizar para poder hacer los cálculos del diseño. Al igual que con otras características del concreto lo ideal es hacer pruebas experimentales con los materiales que van a ser utilizados para tener datos más precisos. En especial, en el concreto masivo es importante

¹³ ACI 207.1R-96; op. cit; p. 18

conocer los valores reales del módulo de elasticidad, ya que cambian de manera considerable con el tiempo, y su razón de cambio no está directamente relacionada con la de la resistencia. La fórmula aquí presentada es utilizada generalmente para el diseño de concreto estructural en que todos los cálculos se hacen a partir de la resistencia del concreto a 28 días, algo que no sucede usualmente con el concreto masivo, por ello puede ser más conveniente, en caso de no tener información de laboratorio, buscar información de otras mezclas similares utilizadas en proyectos anteriores.

2.3.3 Fluencia del concreto

La relación entre un esfuerzo sostenido y la deformación correspondiente en el concreto es una función del tiempo. El aumento gradual de la deformación con el tiempo, en el concreto sujeto a una carga, se debe a la fluencia. Por lo tanto la fluencia se puede definir como el incremento de deformación bajo esfuerzo sostenido. Este incremento puede ser varias veces tan grande como la deformación original (deformación elástica). Otra manera de ver la fluencia es considerar a un espécimen sujeto a una deformación constante; la fluencia en este caso se manifestará como una disminución progresiva del esfuerzo con el tiempo, es decir habrá una relajación de esfuerzos.

Si a un espécimen se le retira una carga que había sido sostenida, la deformación disminuye inmediatamente en una cantidad igual a la deformación elástica. Esta recuperación instantánea es seguida por una disminución gradual de la deformación. Llamada recuperación de fluencia. La recuperación de fluencia no es completa, la deformación por fluencia no es un fenómeno reversible, de tal manera que existe una deformación residual. La fluencia tiene importancia en la predicción de deformaciones que varían con el tiempo.

La fluencia es afectada por una gran cantidad de factores como son la cantidad de agregado en la mezcla, la resistencia del concreto, el esfuerzo al que se somete el elemento, la humedad, la temperatura, la geometría del elemento y otros factores. Por todo ello resulta sumamente difícil calcularla y predecirla; para conocer su valor real se requiere medirla en el laboratorio.

La fluencia se determina midiendo el cambio con el tiempo en la deformación de un espécimen sujeto a un esfuerzo constante y almacenado en condiciones apropiadas. La norma ASTM C512-87 describe un marco con carga de resorte, el cual mantiene una carga constante sobre un cilindro de concreto de prueba a pesar de cualquier cambio en su longitud. De esta manera, la fluencia se determina como la diferencia entre la deformación acumulada menos la deformación que sufre la probeta en el momento de ser cargada, (deformación instantánea, que se considera como la deformación elástica), y la retracción por secado. Esta definición incurre en algunos errores, ya que considera a la fluencia, la deformación instantánea y la retracción por secado, como magnitudes aditivas independientes, cuando la realidad es que se afectan entre sí. Esto ha causado cierta controversia ente distintos autores, sin embargo se ha adoptado esta manera estándar para medirla.

Existen dos diferentes formas de representar la magnitud de la fluencia, una es la fluencia específica (o fluencia unitaria) que se da en deformación unitaria por unidad de esfuerzo con unidades comúnmente de [$\times 10^{-6}$ /MPa]. La otra manera es representar a la fluencia como una relación de fluencia respecto de la deformación elástica inicial, a esta relación se le conoce como coeficiente de fluencia o fluencia característica. Estas dos formas de representar la fluencia se relacionan de la siguiente manera:

$$\varphi_t = \delta_t E_i \quad [2.4]$$

Donde:

φ_t = coeficiente de fluencia en el tiempo t [adimensional]

δ_t = fluencia específica en el tiempo t [$\times 10^{-6}$ /MPa]

E_i = Módulo de elasticidad en el momento de ser cargado a la edad i [MPa]

Uno de los aspectos más importantes a considerar en la fluencia es el relativo a la edad a la que se sometió a carga el espécimen y el tiempo durante el cual estuvo sujeto a carga dicho espécimen.

Una manera simplificada de considerar el efecto de la fluencia es mediante un análisis elástico en que el módulo de elasticidad es modificado.¹⁴ Esta aproximación es válida en casos donde solamente existe fluencia básica (sin intercambio de humedad con el exterior) como es en el caso de las presas. De esta manera, el módulo de elasticidad se modifica de la siguiente manera:

$$E'_t = \frac{E_i}{1 + \phi_t} \quad [2.5]$$

Donde:

E'_t = Módulo de elasticidad afectado por la fluencia en el tiempo t (conocido como módulo efectivo o sostenido) [MPa]

Sustituyendo la relación [2.4] en [2.5] obtenemos la siguiente ecuación

$$E'_t = \frac{E_i}{1 + \delta_t E_i}$$

y eliminando términos obtenemos la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{E'_t} = \frac{1}{E_i} + \delta_t \quad [2.6]$$

Esta ecuación, como veremos más adelante, nos resultara muy útil para predecir la capacidad a deformación que tiene el concreto.

¹⁴ ACI 209R-92; Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures; p. 13

Despejando δ de la ecuación anterior podemos calcular el valor de la fluencia para un periodo determinado, si conocemos el módulo de elasticidad al principio y el módulo efectivo calculado al final de la prueba de carga sostenida (éste es obtenido dividiendo la deformación unitaria total sufrida tras una carga sostenida entre la magnitud del esfuerzo aplicado).

$$\delta_t = \frac{1}{E'_t} - \frac{1}{E_i}$$

De acuerdo con investigaciones que se han realizado se puede conocer la fluencia en un periodo intermedio entre el momento de determinar el módulo de elasticidad inicial y el módulo efectivo final mediante una relación logarítmica respecto al tiempo de duración de la carga sostenida como se muestra en la siguiente ecuación¹⁵:

$$\delta_t = \left(\frac{1}{E'_T} - \frac{1}{E_i} \right) \left(\frac{\ln(d_t)}{\ln(d_T)} \right) \quad [2.7]$$

Donde:

El subíndice “T” representa el tiempo al que fue sometido el espécimen a una carga sostenida antes de medir el módulo efectivo (usualmente son pruebas largas con duración mayor a un año pero puede variar mucho). El subíndice “i” representa la edad del concreto en el momento de ser cargado. El subíndice “t” representa el tiempo transcurrido después de haber sido cargado el espécimen, entonces:

- δ_t = fluencia específica en el tiempo t
- E'_T = Módulo efectivo para el tiempo T
- E_i = Modulo de elasticidad antes de cargar a la edad i
- d_t = tiempo transcurrido desde que se sometió a carga el espécimen
- d_T = tiempo que duró la prueba

¹⁵ ACI 207.4R; Cooling and insulating systems for mass concrete; p. 7

2.3.4 Capacidad de deformación por tensión en el concreto

Como hemos visto, las propiedades de resistencia, módulo de elasticidad y fluencia en el concreto varían con el tiempo y la forma de carga. Por ello, resulta sumamente difícil obtener resultados satisfactorios a partir del cálculo de estos de forma separada. Además muchas pruebas resultan sumamente difíciles de llevar a cabo y se afectan por los muchos factores que intervienen. Tomando en cuenta lo anterior, el U.S. Army Corps of Engineers utiliza una prueba de ruptura para conocer la capacidad de deformación del concreto a tensión. De esta manera, en lugar de hacer pruebas separadas para conocer la resistencia a tensión, el módulo de elasticidad a tensión y la fluencia, se hace esta prueba para conocer la máxima deformación que puede sostener el concreto a tensión.

La prueba consiste en medir la deformación unitaria de las fibras externas de una viga relativamente grande (30x30x160 cm) sin refuerzo, cargada hasta fallar. La viga se encuentra simplemente apoyada en sus extremos y es sometida a una carga en el tercio medio (por lo tanto no existe cortante en esta zona central). La prueba se hace de dos maneras diferentes, en un espécimen la carga es aplicada rápidamente (la prueba dura unos minutos) y en la otra la carga se aplica lentamente (0.17 MPa/semana, la prueba dura alrededor de 90 días). En ambos casos la prueba se comienza a los 7 días de edad del concreto. También suele hacerse una prueba rápida a la edad de falla de la prueba lenta (90 días) para conocer la forma en que cambiaron las propiedades elásticas durante el periodo de la prueba lenta. La capacidad de deformación obtenida mediante la prueba rápida puede ser utilizada para calcular la máxima caída repentina de temperatura que el concreto puede soportar. La prueba lenta permite conocer la caída gradual de temperatura que el concreto puede resistir.

Relacionado la capacidad de deformación con el coeficiente de expansión térmica, obtenemos las máximas caídas de temperatura dependiendo de la forma en que se presenten. De esta manera se modifica la ecuación 2.3, permitiendo relacionar la capacidad de deformación con el cambio de temperatura.

La ecuación 2.3 relaciona el esfuerzo por tensión resistido por el concreto con el cambio de temperatura y las condiciones de restricción.

$$\sigma_{in} \geq K_r E' \alpha \cdot \Delta T \quad [2.3]$$

despejando el esfuerzo y el módulo efectivo obtenemos:

$$\frac{\sigma_{in}}{E'} \geq K_r \alpha \cdot \Delta T$$

y como sabemos:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

donde ε es la deformación unitaria; entonces igualando la deformación unitaria con la capacidad de deformación por tensión (C) obtenida de la prueba de laboratorio antes descrita y sustituyéndola en las ecuaciones anteriores llegamos a:

$$C \geq K_r \alpha \cdot \Delta T \quad [2.8]$$

De esta manera, conociendo C, podemos relacionar la resistencia del concreto a tensión no con su máximo esfuerzo permisible, sino con su máxima deformación permisible, lo que resulta más fácil, ya que este valor considera directamente el efecto de la fluencia debida a tener una carga sostenida.

Cuando se quiere conocer el comportamiento ante un cambio repentino en la temperatura, como pudiera ser el efecto de quitar la cimbra, en lugar de utilizar el módulo efectivo (E') se utiliza directamente el módulo de elasticidad (E). Dependiendo del caso entonces se utilizará la capacidad de deformación obtenida mediante la prueba rápida o lenta.

2.3.4.1 Predicción de la capacidad de deformación por tensión

Para anteproyectos no es común obtener resultados de laboratorio sobre el concreto que se va a utilizar. Además, como hemos visto, las pruebas anteriores no pueden ser llevadas a cabo en cualquier laboratorio, ya que se requiere estar manejando vigas relativamente grandes y en periodos prolongados. Por ello se han desarrollado varios procedimientos, que utilizando la información disponible permiten hacer una estimación de la capacidad de deformación por tensión. Es claro que entre más información se tenga, más preciso será el resultado, mientras que, si se tienen que suponer más valores el índice obtenido solamente tendrá una correlación moderada con la realidad.

Método de Houghton^{16 17}

El ingeniero D.L. Houghton hizo muchas pruebas para encontrar correlaciones entre pruebas ordinarias de laboratorio y la capacidad de deformación por tensión (CDT).

Para calcular la CDT en la prueba rápida propuso dividir el módulo de ruptura ordinario obtenido en laboratorio entre el módulo de elasticidad también obtenido de forma común en cilindros. El módulo de ruptura es una prueba común que puede ser hecha en cualquier laboratorio. El método sería exacto si el verdadero valor del esfuerzo a tensión fuera el módulo de ruptura y si el módulo de elasticidad a tensión fuera el mismo que a compresión.

El módulo de ruptura representa el esfuerzo a tensión máximo teórico alcanzado en la fibra inferior de la viga de prueba. El módulo de ruptura no es el verdadero valor de la tensión, debido a que solamente una pequeña porción de la sección transversal está trabajando al máximo esfuerzo y la distribución de esfuerzo en la viga no es lineal. Esto hace que el módulo de ruptura sea de 20 a 40% mayor que el esfuerzo máximo a tensión. Sin embargo esto se compensa con que el módulo de elasticidad a compresión es mayor que el de tensión

¹⁶ Houghton, D.L.; Determining tensile strain capacity of mass concrete

¹⁷ Houghton, D.L.; Concrete strain capacity tests

en aproximadamente la misma proporción, por lo tanto el resultado es suficientemente representativo.

$$C_r = \frac{\sigma_R}{E} \quad [2.9]$$

Donde:

- C_r = CDT para prueba rápida
- σ_R = módulo de ruptura
- E = módulo de elasticidad medido en cilindros

Para que exista congruencia con los valores que se obtendrían utilizando la prueba del Corps of Engineers, las pruebas de módulo de elasticidad y módulo de ruptura deberán realizarse a los 7 y 90 días.

La CDT para la prueba lenta para un periodo determinado (usualmente 90 días) también puede ser estimada mediante resultados de pruebas ordinarias. El método que propone Houghton consiste fundamentalmente en sumarle al resultado aproximado de CDT para la prueba rápida (ecuación 2.9) el efecto de la fluencia. De esta manera la ecuación para estimar la CDT lenta queda de la siguiente manera:

$$C_l = \frac{\sigma_{R2}}{E_2} + \frac{\sigma_{R1} + \sigma_{R2}}{2} \cdot \delta_t \quad [2.10]$$

Donde:

- C_l = CDT para prueba lenta
- σ_{R1} = módulo de ruptura al tiempo 1 (cuando comienza el periodo considerado, usualmente 7 días)
- σ_{R2} = módulo de ruptura al tiempo 2 (cuando termina el periodo considerado, usualmente 90 días)
- E = módulo de elasticidad medido en cilindros en el tiempo 2
- δ = fluencia para el periodo en estudio

Si analizamos la ecuación anterior podemos ver que se asemeja mucho a la ecuación 2.6 multiplicada por el esfuerzo a tensión.

$$\frac{1}{E'_t} = \frac{1}{E_t} + \delta_t \quad [2.6]$$

Si multiplicamos por el esfuerzo a tensión obtenemos:

$$\frac{\sigma_m}{E'_t} = C_t = \frac{\sigma_m}{E_t} + \delta \sigma_m$$

La ecuación propuesta por Houghton hace algunos cambios que, de acuerdo con los estudios de laboratorio, dan una mejor correlación utilizando valores indirectos de pruebas ordinarias de laboratorio.

Uno de los principales problemas derivados de esta propuesta es que los experimentos para conocer el valor de la fluencia específica no son ordinarios y requieren mucho tiempo. Por ello Houghton propone utilizar la gráfica de la figura 2.1 para estimar el valor de un coeficiente de fluencia a partir del módulo de elasticidad medido en el momento en que se cargaría el cilindro.

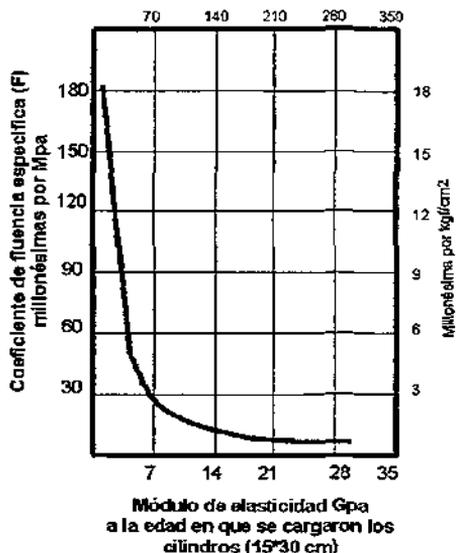
De acuerdo con el método, la fluencia se calcularía con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = F \cdot \ln(t + 1) \quad [2.11]$$

Donde:

F es el factor obtenido de la figura 2.1 y t representa el tiempo para el cual se quiere conocer la fluencia, usualmente 90 días.

Fig. 2.1 Relación Módulo de Elasticidad - Coeficiente de fluencia específica



Houghton también presenta una relación entre el módulo de ruptura y el esfuerzo a compresión. En caso de que no se conozcan los valores del módulo de ruptura puede utilizarse la gráfica en la figura 2.2 para estimarlos.

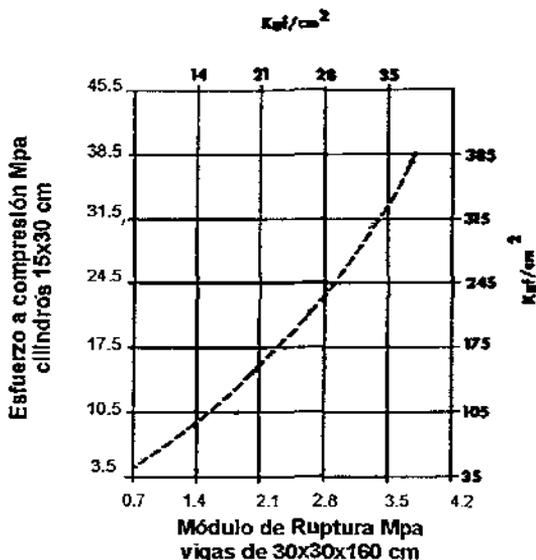


Fig. 2.2 Relación entre el módulo de ruptura y el esfuerzo a la compresión

Utilizando las gráficas anteriores que fueron construidas a partir de resultados de laboratorio de muchas pruebas, es posible estimar valores aproximados de la capacidad de deformación por tensión que tiene el concreto sometido tanto a una carga rápida como a una carga lenta, conociendo su módulo de elasticidad y el esfuerzo a compresión, dos parámetros fáciles de calcular en cualquier laboratorio común.

Podemos observar claramente que la CDT aumenta con la resistencia del concreto y disminuye con el módulo de elasticidad. Entonces podemos obtener las primeras conclusiones en que entre mayor sea la resistencia del concreto y menor su módulo de elasticidad habrá menores posibilidades de agrietamiento. Desgraciadamente son dos factores que difícilmente se rigen por el problema de la generación de calor, ya que la resistencia de diseño obedece a razones estructurales y el módulo de elasticidad como vimos anteriormente, depende sobre todo del tipo de agregado, el cual se escoge (cuando llega a haber opciones) más bien por razones económicas.

De acuerdo con muchos estudios realizados tanto por Houghton como por el investigador Liu otro factor que afecta significativamente a la CDT es la forma del agregado. Sus investigaciones prueban que los agregados angulosos (triturados) pueden aumentar considerablemente (30 a 50%) la CDT sobre los agregados redondados (naturales de río). Esto puede verse reflejado en los resultados de las pruebas de laboratorio. Algunos investigadores como Liu, inclusive, consideran coeficientes dependiendo de la forma del agregado.¹⁸

Como una forma de índices para observar el comportamiento entre las pruebas rápidas y lentas se presenta la siguiente tabla que muestra la capacidad de deformación por tensión medida mediante la prueba estándar para diferentes concretos.¹⁹

¹⁸ LIU T.C.: Prediction of tensile strain capacity of mass concrete

¹⁹ ACI 207.4R -93: Cooling and insulating for mass concrete; p. 9

Características de la Mezcla	Tabla 2.1 Deformaciones por tensión [$\times 10^{-4}$]		
	Prueba rápida (inicio)	Prueba lenta	Prueba rápida (final)
Diorita de cuarzo (natural) w/c =0.66	64	118	88
Diorita de cuarzo (natural) w/(c+p)=0.63	52	88	73
Granito (triturado) w/(c+p)=0.60	86	245	110
Caliza (triturada) Arena de cuarzo (natural) w/(c+p)=0.63	45	95	73
Caliza (triturada) Arena de cuarzo (natural) w/(c+p)=0.47	62	107	80

Notas: Las pruebas se iniciaron a los 7 días de edad
 w/c representa la relación agua/cemento
 w/(c+p) representa la relación agua cemento más puzolana (otro cementante)

2.4 Cambio de temperatura (ΔT)

El cemento, al mezclarse con el agua, produce una serie de reacciones en las que se genera una gran cantidad de calor. En estructuras masivas este calor es de gran importancia ya que la temperatura puede incrementarse en muchos grados Celsius. Primero debemos entender a que se debe esta liberación de energía. Posteriormente podremos calcular cuanto aumentará la temperatura del concreto.

2.4.1 Composición química del cemento pórtland

Las materias primas utilizadas en la fabricación del cemento pórtland consisten principalmente en cal, sílice, alúmina y óxido de hierro. Estos compuestos interactúan en el horno para formar una serie de productos más complejos, hasta alcanzar un estado de equilibrio químico, con la excepción de un pequeño residuo de cal no combinada, que no tuvo suficiente tiempo para reaccionar. Sin embargo, el equilibrio no se mantiene durante el enfriamiento, y la rapidez de enfriamiento afecta el grado de cristalización y la cantidad de material amorfo presente en el clinker enfriado.

Puede considerarse que el cemento se encuentra en un estado de equilibrio congelado, es decir, que los productos congelados reproducen el equilibrio existente durante la temperatura de formación del clinker. De hecho se hace esta suposición para calcular la composición de compuestos de los cementos comerciales.

Suelen considerarse cuatro compuestos como los componentes principales del cemento (C, S, A, F). Los químicos del cemento, para clasificarlos han utilizado las siguientes convenciones abreviadas para denominar a cada óxido:

Óxido	Abreviatura
CaO	C
SiO ₂	S
Al ₂ O ₃	A
Fe ₂ O ₃	F
MgO	M
SO ₃	S
H ₂ O	H

Los principales compuestos en el cemento son el silicato tricálcico, el silicato dicálcico, el aluminato tricálcico y la aluminoferrita tetracálcica. Estos compuestos se abrevian de la siguiente manera:

Tabla 2.2 compuestos presentes en el cemento

Nombre del compuesto	Composición de óxido	Abreviatura
silicato tricálcico	3CaOSiO ₂	C ₃ S
silicato dicálcico	2CaOSiO ₂	C ₂ S
aluminato tricálcico	3CaOAl ₂ O ₃	C ₃ A
aluminoferrita tetracálcica	4CaOAl ₂ O ₃ Fe ₂ O ₃	C ₄ AF

En realidad los silicatos que se encuentran en el cemento no son compuestos puros, pues contienen pequeñas cantidades de óxidos en soluciones sólidas. Estos óxidos tienen efectos importantes en los arreglos atómicos, las formas cristalinas y las propiedades hidráulicas de los silicatos.

Los trabajos de composición potencial del cemento p rtland se basan en el trabajo de R.H. Bougue y se denomina composición de Bougue²⁰. Para calcular la composición teórica del cemento p rtland se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\%C_3S = 4.07C - 7.60S - 6.72A - 1.43F - 2.85\bar{S}$$

$$\%C_2S = 2.87S - 0.754C_3S$$

$$\%C_3A = 2.65A - 1.69F$$

$$\%C_4AF = 3.04F$$

Las ecuaciones se aplican a los cementos p rtland con una relación A/F de 0.64 o mayor; si la relación es menor se aplica otro grupo de ecuaciones, que est n incluidas en ASTM C150. Las ecuaciones de Bougue suponen que las reacciones químicas de la formación de los compuestos de clinker, han avanzado hasta su terminación, y que la presencia de impurezas tales como el MgO y los álcalis pueden ser despreciados²¹. Estas suposiciones en ocasiones provocan ciertas desviaciones considerables en la composición, especialmente en los silicatos. Por ello solamente se consideran estas ecuaciones para evaluar la composición potencial del cemento p rtland. Existen otros métodos más complejos para evaluar la composición de los compuestos.

Además de los compuestos principales existen algunos compuestos menores, tales como MgO, TiO₂, Mn₂O₃, K₂O y Na₂O, que generalmente no sobrepasan un pequeño porcentaje del peso del cemento. Dos de los compuestos menores revisten interés; los óxidos de sodio y potasio, Na₂O y K₂O, conocidos como álcalis. Se ha encontrado que reaccionan con algunos agregados y que los productos de esa reacción ocasionan una desintegración del concreto, además de afectar la rapidez con que el cemento adquiere resistencia.

²⁰ Neville, Adam; *Tecnología del concreto*; IMCYC; p. 6

²¹ Mehta, Kumar; *op. cit.*; p. 134

Es posible conocer una idea general de la composición del cemento basándose en los límites de la mezcla de los diferentes óxidos de los cementos pòrtland como se muestra en la tabla siguiente:²²

Óxido	Límites de Contenido [%]
CaO	60-67
SiO ₂	17-25
Al ₂ O ₃	3-8
Fe ₂ O ₃	0.5-6.0
MgO	0.5-4.0
Alcalis	0.3-1.2
SO ₃	2.0-3.5

Utilizando las ecuaciones de Bogue y un valor intermedio obtenemos los siguientes porcentajes en la composición de un cemento pòrtland normal:²³

Óxido	Contenido promedio [%]
CaO	63
SiO ₂	20
Al ₂ O ₃	6
Fe ₂ O ₃	3
MgO	1.5
Alcalis	1
SO ₃	2.0
otros	3.5

Compuesto	Contenido calculado por la fórmula de Bogue [%]
C ₃ S	54.1
C ₂ S	16.6
C ₃ A	10.8
C ₄ AF	9.1
Compuestos menores	---

En "otros" se han considerado los demás óxidos no incluidos y las pérdidas por ignición y residuos insolubles.

Esto nos sirve para darnos una idea cuantitativa de cómo se distribuyen los diferentes compuestos en el cemento.

²² Ibidem p. 7

²³ Ibidem p. 7

2.4.2 Hidratación del cemento p rtland

El cemento p rtland anhidro no se une a la arena y a la grava, adquiere la propiedad adhesiva solamente cuando se mezcla con el agua. Esto es porque durante la reacción química del cemento con el agua, llamada hidratación del cemento, se forman productos que poseen características de fraguado y de endurecimiento.

Dado que el cemento p rtland está formado de una mezcla heterogénea de varios compuestos, el proceso de hidratación consiste en reacciones simultáneas que ocurren de los compuestos anhidros con agua. Sin embargo, no todos los compuestos se hidratan a la misma velocidad. Los aluminatos se hidratan más rápidamente que los silicatos; las características de rigidización y del fraguado de una pasta de cemento p rtland, se deben en gran parte por las reacciones de hidratación de los aluminatos. Los silicatos, que representan aproximadamente el 75% del cemento p rtland ordinario, juegan un papel predominante para la determinación de las características del endurecimiento.

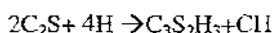
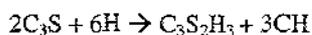
Hidratación de los silicatos

La hidratación del C_3S y el C_2S en el cemento p rtland produce una familia de hidratos de silicatos de calcio que son estructuralmente similares, pero que cambian su relación de calcio/silice y en el contenido de agua, sin embargo, no son muy importantes estas diferencias, ya que lo que da las características es su estructura y no su composición.

El hidrato de silicato de calcio representa entre el 50 y 60 % del volumen de sólidos en una pasta de cemento. Los hidratos de silicato de calcio no est n bien definidos químicamente, ya que su composición varía con la relación agua/cemento, la temperatura e inclusive la edad de hidratación. Por ello, a los hidratos de silicato de calcio se les denomina como H-S-C. En la hidratación completa, la composición aproximada corresponde a $C_3S_2H_3$; esta composición únicamente se utiliza con fines estequiométricos. Los H-S-C son los principales responsables de la resistencia del concreto debido a fuerzas de cohesión conocidas como fuerzas de Van der Waals.

El otro producto que se forma en la reacción de hidratación de los silicatos es el hidróxido de calcio, éste a diferencia del H-S-C si tiene una composición química definida, $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Este compuesto tiende a formar grandes cristales con morfología de grandes prismas hexagonales. Constituye del 20 al 25% del volumen de la pasta hidratada.

Las reacciones estequiométricas para las pastas de C_3S y C_2S totalmente hidratadas pueden expresarse como:²⁴



Debemos recordar que estas composiciones son solamente aproximadas y para uso exclusivo de relaciones estequiométricas, ya que como establecimos anteriormente la composición del H S C es variable.

Cabe hacer notar que ambos silicatos al hidratarse terminan en los mismos compuestos, sin embargo las relaciones estequiométricas son distintas, lo que da una diferencia en la cantidad de los productos finales.

Hidratación de los aluminatos

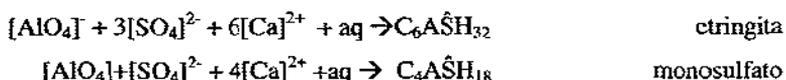
La reacción del C_3A con el agua es inmediata. Los hidratos cristalinos, tales como el C_2AH_6 , C_4AH_{19} y C_2AH_8 , se forman rápidamente, con la liberación de una gran cantidad de calor de hidratación. A menos que la rápida reacción de la hidratación del C_3A no fuera disminuida por algunos medios, el cemento pórtland no serviría para la mayoría de los objetivos de la construcción. Se utiliza generalmente yeso para disminuir la velocidad de la reacción.

Desde el punto de vista de las reacciones de hidratación del cemento pórtland, es conveniente analizar al C_3A y al ferroaluminato conjuntamente, ya que los productos

²⁴ Ibidem p. 143

formados cuando este último reacciona con el agua en la presencia del sulfato, son estructuralmente similares a los formados por el C₃A.

Durante la reacción, los iones de calcio se cristalizan como agujas cortas prismáticas llamadas alto sulfato o por el nombre mineralógico etringita. El monosulfato también es llamado bajo sulfato y se cristaliza como placas delgadas hexagonales. Las principales reacciones químicas que se llevan a cabo son:²⁵



La etringita es generalmente el primer hidrato que se cristaliza debido a la alta relación de sulfato/aluminato en la fase en solución durante la primera hora de hidratación. En cementos p \acute{o} rtland normalmente retardados, la precipitación de la etringita contribuye a la rigidización, al fraguado, y al desarrollo de resistencia inicial. Más tarde, después de la disminución del sulfato en la solución, cuando la concentración de aluminato asciende de nuevo debido a la hidratación renovada de C₃A y C₄AF, la etringita se vuelve inestable y se convierte gradualmente en monosulfato, que es el producto final de la hidratación de los cementos p \acute{o} rtland que contienen más de 5% de C₃A.²⁶

La reacción que se lleva a cabo para cambiar de etringita a monosulfato es la siguiente:



No se recomienda la presencia de C₃A en el cemento, pues casi no contribuye a reforzarlo, excepto a edades muy tempranas y cuando los sulfatos atacan la pasta de cemento endurecida. Sin embargo el C₃A actúa como fundente y, de este modo, reduce la temperatura de cocción del clinker y facilita la combinación de cal y sílice; por esta razón el C₃A es útil en la fabricación del cemento. El C₄AF también actúa como fundente. Además,

²⁵ Ibidem p. 141

²⁶ Ibidem p. 142

si no se formara algo de líquido durante la cocción, las reacciones en el horno avanzarían en forma mucho más lenta y, probablemente, serían incompletas.²⁷

2.4.3 Calor de hidratación

Los compuestos del cemento pórtland son productos no equilibrados de reacciones de alta temperatura y, por lo tanto, en un equilibrio de alta energía. Cuando un cemento se hidrata, los compuestos reaccionan con agua para adquirir estados estables de baja energía y el proceso es acompañado por una liberación de energía en la forma de calor. En otras palabras las reacciones de hidratación de los compuestos de cemento pórtland son exotérmicas.²⁸

Durante estas reacciones químicas pueden liberarse hasta 500J/g (120cal/g). Dado que la conductividad del concreto es relativamente baja, actúa como aislante y, en el interior de una gran masa de concreto, la hidratación puede producir un fuerte aumento en la temperatura.

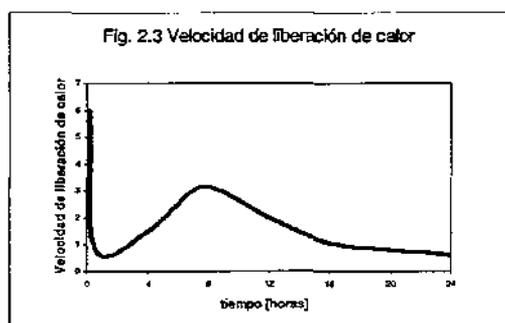
El calor de hidratación es la cantidad de calor en joules por gramo del cemento no hidratado, dispersado por una hidratación completa a una temperatura dada. Para fines prácticos, es más importante conocer la velocidad de generación de calor que el calor total de hidratación. Esto se debe a que la misma cantidad total de calor producida en un periodo mayor puede disiparse en mayor grado, con un consecuente menor aumento en la temperatura. Esto se estudiará con detalle más adelante.

Al medir con un calorímetro de conducción, Lerch registró la velocidad de evolución del calor de las pastas de cemento durante el fraguado y el periodo inicial de endurecimiento. La gráfica que se encuentra a continuación muestra el comportamiento típico de una pasta de cemento al hidratarse. En general, al mezclar el cemento con agua, ocurre una evolución rápida de calor que dura unos pocos minutos. Esto representa probablemente el calor de la

²⁷ Neville, Adam, op cit, p. 12

²⁸ Mehta, Kumar. op. cit, p. 144

solución de los aluminatos y de los sulfatos. Esta evolución inicial de calor cesa rápidamente, cuando la solubilidad de los aluminatos es deprimida en presencia del sulfato en la solución. El siguiente ciclo de evolución de calor, que culmina en el segundo pico después de aproximadamente 4 a 8 horas de hidratación para la mayoría de los cementos pòrtland, representa el calor de formación de la etringita (segundo pico). Muchos investigadores creen que el periodo de evolución del calor incluye algún calor de la solución debido al C_3S y al calor de la formación del H-S-C.²⁹



Del análisis de los datos del calor de hidratación de un gran número de cementos, Verbeck y Foster calcularon las velocidades individuales de la evolución del calor debido a los cuatro compuestos principales del cemento pòrtland. Puesto que el calor de hidratación del cemento pòrtland es una propiedad acumulativa, puede predecirse por una ecuación del tipo:³⁰

$$H=a(\%C_3S)+b(\%C_2S)+c(\%C_3A)+d(\%C_4AF) \quad [2.12]$$

Donde H representa el calor de hidratación a una edad dada por gramo de cemento. Los porcentajes representan la proporción en masa de cada uno de los compuestos principales dentro del cemento. Los coeficientes a, b, c y d representan la contribución del 1 por ciento del compuesto correspondiente al calor de hidratación. Los valores de los coeficientes varían con la edad del concreto como se muestra a continuación.

²⁹ Ibidem p. 144

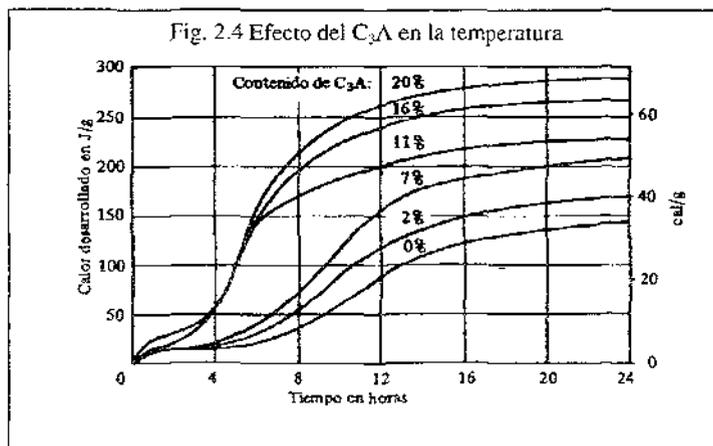
³⁰ Ibidem p. 144

Compuesto	Tabla 2.5 Calores de hidratación a una edad dada [J/g] (cal/g)		
	3 días	90 días	13 años
C ₂ S (a)	243 (58)	435 (104)	511 (122)
C ₃ S (b)	50 (12)	176 (42)	247 (59)
C ₃ A (c)	888 (212)	1302 (311)	1357 (324)
C ₄ AF (d)	289 (69)	410 (98)	427 (102)

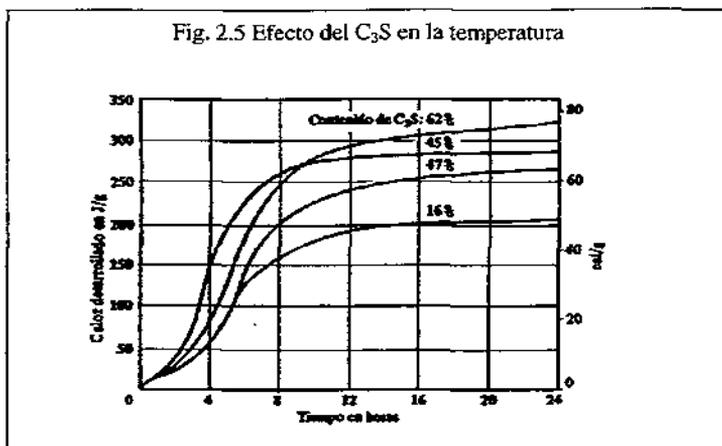
Para un cemento pórtland típico, aproximadamente 50% del calor potencial es liberado dentro de los primeros 3 días y 90% dentro de los 3 primeros meses de hidratación.

Puesto que durante las primeras etapas de la hidratación los diferentes compuestos se hidratan a distintas velocidades, la velocidad de desarrollo del calor, al igual que el calor total, dependen de la proporción de los compuestos del cemento. De la ecuación anterior podemos observar que la cantidad total de calor es función de la suma de la contribución individual de cada uno de los compuestos presentes. De aquí se deduce que, reduciendo las proporciones de los compuestos que se hidratan con más rapidez (C₃A y C₃S), se puede disminuir la alta velocidad de liberación del calor en la edad temprana del concreto, así como la cantidad total de calor en la reacción.

Lo anterior puede verificarse en las dos gráficas siguientes que muestran la cantidad de calor generado dependiendo del contenido de C₃A y C₃S³¹.



³¹ Neville, Adam; op. cit; p. 27 y 28



Aquí observamos cómo influyen estos compuestos en el calor generado por el cemento. Podemos deducir que si se reduce la cantidad de estos compuestos en el cemento se puede disminuir la cantidad de calor generado. Esto se estudiará más adelante.

2.4.3.1 Calor de hidratación para los diferentes tipos de cementos clasificados por ASTM

De acuerdo con los compuestos que componen el cemento, la ASTM ha clasificado en cinco tipos principales de cemento p \acute{o} rtland. Cada tipo de cemento tiene características particulares. Una de las características que se consideran es la cantidad de calor generado. En M \acute{e} xico ya no se utiliza la clasificaci \acute{o} n propuesta por ASTM que se utiliza en Estados Unidos. La nueva Norma Mexicana de los cementos entr \acute{o} en vigor el 19 de octubre de 1999. En ella se clasifican a los cementos en tres aspectos, tipo de cemento, clase resistente y caracter \acute{i} sticas especiales. La nueva norma mexicana tiene muchas ventajas, como son: el ser m \acute{a} s accesible al consumidor general, clasificar a los cementos por su desempe \acute{n} o, definir a los cementos por su resistencia y mencionar claramente sus caracter \acute{i} sticas especiales. Sin embargo, por lo nuevo de esta norma no existen muchos estudios que nos permitan conocer sus caracter \acute{i} sticas de comportamiento. Por ello, toda la informaci \acute{o} n que se especifica a continuaci \acute{o} n est \acute{a} referida a los cementos tradicionales clasificados por la norma ASTM, que se utiliza en Estados Unidos, de donde provienen la mayor parte de los

estudios en esta área. También se especifica posteriormente la manera en que se pueden hacer correlaciones entre los cementos de ASTM y otros cementos.

A continuación se hace una breve descripción de las características de cada tipo de cemento.

Cemento tipo I – Cemento normal sin características especiales.

Cemento tipo II -- Tiene resistencia moderada a los sulfatos y un calor moderado de hidratación.

Cemento tipo III – Alta resistencia inicial.

Cemento tipo IV – Para un bajo calor de hidratación.

Cemento tipo V -- Alta resistencia a los sulfatos.

Como hemos estudiado previamente, los compuestos responsables de la generación del calor en edades tempranas son los compuestos de C_3A y C_3S . Por ello la norma ASTM C150- 94 limita la cantidad de estos compuestos en los cementos de tipo II y IV que tienen un calor de hidratación controlado. Los límites que marcan estas normas se muestran a continuación.

Tabla 2.6 Límites en la composición del compuesto para cada tipo de cemento de acuerdo con ASTM C 150-94 [%]

Compuesto	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
C_3S (máx)				35	
C_2S (mín)				40	
C_3A (máx)		8	15	7	5
$C_4AF+2(C_3A)$ (máx)					25

En las dos gráficas siguientes podemos ver una comparación de la cantidad de calor generado³² y aumento de la temperatura adiabática³³ que se produce al utilizar cada uno de los diferentes tipos de cementos.

³² Kosmatka; S.H.: Diseño y control de mezclas de concreto; p. 208

³³ ACI 211.1, Proporcionalamiento de mezclas para concreto normal, pesado y masivo; p. 48

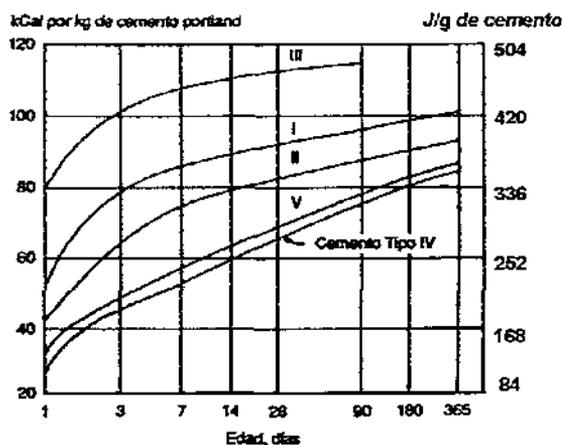


Fig. 2.6 Cantidad de calor generado por cada tipo de cemento en el tiempo.

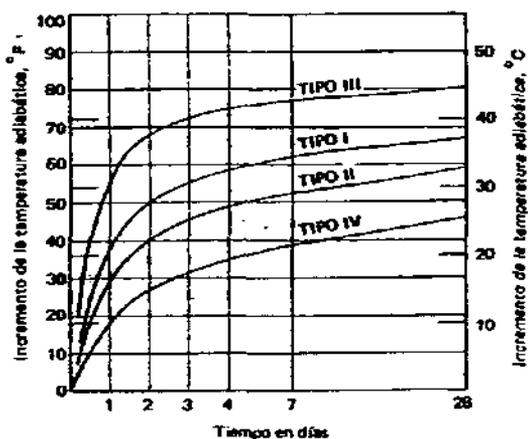


Fig. 2.7 Incremento en la temperatura adiabática en el concreto por tipo de cemento en el tiempo (concreto con 223 kg/m^3)

El aumento adiabático de temperatura es aquel que se da en un proceso en que no existe intercambio de calor con el exterior. Este estudio, se refiere al caso en que no existe disipación de calor al medio ambiente.

La gráfica que muestra el aumento de temperatura adiabática dependiendo del tipo de cemento fue hecha con una mezcla que contenía 223 kg/m^3 de cemento. Ya que el cemento es el responsable del incremento en la temperatura, se puede estimar con una buena aproximación el aumento en la temperatura para una cantidad de cemento diferente multiplicando los valores obtenidos de las curvas por un factor que represente la proporción de cemento respecto al de las pruebas, es decir, dividir la temperatura calculada mediante la gráfica entre 223 y multiplicarla por la cantidad de cemento presente en la mezcla a analizar en kg/m^3 .

Un detalle muy interesante es que el aumento en la temperatura para diferentes cementos probados en igualdad de circunstancias es muy similar después del primer día. Se puede observar en las gráficas como el aumento en la temperatura entre el día 1 y el día 28 es muy semejante para cualquiera de los cementos, es decir, después del primer día de hidratación, las curvas para cada tipo de cemento son casi paralelas. Si observamos con detenimiento, después del primer día, todas las curvas aumentan alrededor de 15°C , por lo que, el primer día es el que marca la diferencia en el comportamiento para cada tipo de cemento.

Podemos observar que la diferencia en la cantidad de calor generado, y por lo tanto en el aumento de la temperatura adiabática, puede ser muy grande de acuerdo con el tipo de cemento utilizado. El cemento tipo IV es sin duda el mejor desde este punto de vista. Este cemento alguna vez se fabricó en Estados Unidos para la construcción de grandes presas de gravedad, sin embargo tiene varios inconvenientes por lo que ya no se produce. Una de las grandes desventajas del cemento tipo IV es que adquiere resistencia de forma muy lenta. En lugar del cemento tipo IV es común utilizar el cemento tipo II, que también está limitado en la cantidad de calor producido y es mucho más fácil de obtener.

Cálculo del aumento de temperatura adiabática para cementos no clasificados por ASTM

Cada cemento tiene un comportamiento diferente en cuanto a la velocidad y cantidad de calor generado de acuerdo con su composición particular. De hecho diferentes cementos del

mismo tipo no necesariamente seguirán fielmente las curvas de las figuras anteriores. Si estamos utilizando un cemento especial o cuyo comportamiento no coincida con las gráficas anteriores, se puede utilizar la siguiente fórmula para conocer el aumento de la temperatura adiabática. Para ello necesitamos conocer la cantidad de calor generado por gramo de dicho cemento.³⁴

$$A_a = \frac{h_{TX} w_c}{c_c \rho_c} \quad [2.13]$$

Donde:

A_a	= Aumento adiabático de temperatura [°C]
h_{TX}	= cantidad de calor generado por gramo del cemento tipo X (cemento siendo estudiado) para un determinado tiempo [J/g]
w_c	= cantidad de cemento por volumen de concreto [kg/m ³]
c_c	= capacidad térmica específica del concreto [J/kg °C]
ρ_c	= densidad del concreto [kg/m ³]

Si se desconocen algunos de los valores anteriores se puede considerar la capacidad térmica específica como $c_c = 920 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$, y la densidad como $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$.

La mayoría de los estudios se han hecho con cemento pórtland tipo I por lo que conviene siempre comparar la mezcla a estudiar con respecto a este cemento. Por ello, la siguiente relación puede ser muy útil para conocer la diferencia en la elevación adiabática de la temperatura entre un concreto hecho con un cemento cualquiera y uno con cemento tipo I.

$$\Delta A_a = \frac{w_c}{c_c \rho_c} (h_{TX} - h_{TI})$$

Donde:

ΔA_a	= diferencia en el aumento adiabático de temperatura entre un concreto hecho con un cemento cualquiera y uno hecho con cemento tipo I. [°C]
h_{TI}	= cantidad de calor generado por gramo de cemento tipo I para un determinado tiempo [J/g]

³⁴ ACI 207.2R-95; Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete; p. 4

Si la mezcla tiene 223 kg/m^3 (como en las curvas de la figura 2.7) y suponemos los valores de $c_c = 920 \text{ J/kg} \cdot ^\circ\text{C}$, y $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ la relación queda como:

$$\Delta A_a = 0.1(h_{TX} - h_{TI}) \quad [2.14]$$

Para el cemento tipo I a 28 días se considera $h_{TI} = 364.25 \text{ [J/g]}$. Por lo explicado anteriormente, prácticamente la trayectoria de las curvas después del primer día es la misma, por lo tanto, bastará conocer la diferencia de temperaturas para el día 28, la cual será prácticamente la misma para cualquier otro momento.

2.4.4 Otros aspectos que modifican el aumento en la temperatura del concreto

Como hemos visto anteriormente el aumento en la temperatura del concreto está relacionado directamente con la cantidad y tipo de cemento que se utiliza en la mezcla. Además de estos dos parámetros existen otros factores que modifican la forma en que se desarrolla el aumento de la temperatura en el concreto.

Tanto la finura del cemento como la temperatura de colocación del concreto afectan la forma en que se desarrolla el aumento de temperatura en el concreto. En ambos casos no se modifica de forma importante la temperatura final adiabática, sino la velocidad en el aumento de la temperatura.

La finura modifica la velocidad en la elevación adiabática de la temperatura. Entre mayor es la finura, más rápido reacciona el cemento, y por lo tanto, la elevación en la temperatura ocurre más rápidamente.³⁵

³⁵ Ibidem p 4

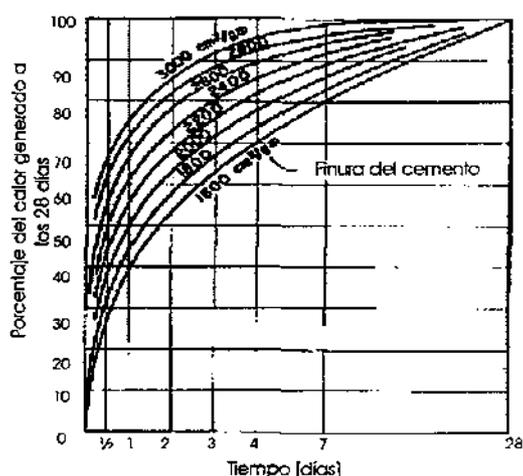


Fig. 2.8 Relación entre la finura del cemento y la velocidad de generación de calor

La temperatura a la que colocamos el concreto afecta de forma muy importante la velocidad con la que se desarrolla la temperatura en el concreto. Entre más caliente coloquemos el concreto más rápido se elevará la temperatura de éste. Como se aprecia en la figura 2.9, la diferencia en la temperatura de colocación puede afectar de forma muy importante el aumento en la temperatura en los primeros días.³⁶ Sin embargo el aumento en la temperatura adiabática a los 28 días será la misma.

Los resultados presentados en la figura 2.9 fueron medios en mezclas con cemento tipo I. Para fines de comparación, el comportamiento para un cemento tipo III sería similar al cemento tipo I, siendo colocado a una temperatura de 11°C (20 °F) más. En caso de cementos tipo II y IV sería equivalente a colocar concreto con cemento tipo I a 6 °C y 11°C (10 y 20 °F) menos, respectivamente.

³⁶ Ibidem p. 4

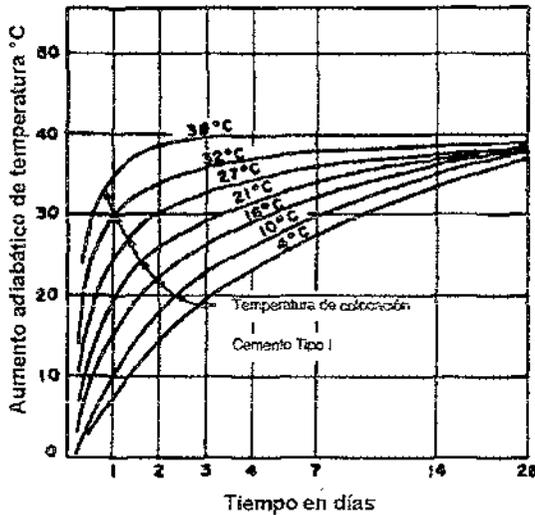


Fig. 2.9 Efecto de la temperatura de colocación y el tiempo sobre el aumento en la temperatura adiabática

En ambos casos, como hemos visto, la temperatura adiabática final no cambia de forma importante, sin embargo, a nosotros sí nos interesa mucho la velocidad con la que se genera el calor, ya que la temperatura pico se ha encontrado que se presenta en casi todos los casos durante la primera semana. De esta manera, entre menor sea esta temperatura máxima menor será la diferencia de temperatura y por lo tanto habrá una menor contracción del elemento de concreto; en otras palabras, la misma cantidad de calor producido en un periodo de tiempo más largo puede disiparse más fácilmente y, por ende el aumento en la temperatura será menor.

2.4.5 Otras propiedades térmicas del concreto

Conocer las propiedades térmicas del concreto es importante, ya que nos permite prever su comportamiento y tomar las medidas pertinentes para prevenir problemas relacionados con el concreto masivo, como pueden ser agrietamientos debidos a gradientes de temperatura.

2.4.5.1 Capacidad térmica específica

La capacidad térmica específica es definida como la cantidad de calor necesario para incrementar la temperatura de una unidad de masa en un grado. Esta propiedad no es afectada de forma importante por el carácter mineralógico del agregado o la temperatura. Valores comunes son del rango de 840 a 1170 J/kg °C (20 a 28 cal/g °C).³⁷

2.4.5.2 Conductividad térmica

La conductividad térmica mide la capacidad para conducir calor y se define como la relación del flujo de calor respecto al gradiente de temperatura. La conductividad térmica se mide en joules por segundo por metro cuadrado de área del cuerpo cuando la diferencia de temperatura es de 1°C por metro de espesor del cuerpo [J/m²s°C/m] o, lo que es lo mismo [J/ms°C] o [W/m°C]. La conductividad térmica es afectada por las características de los minerales y la humedad. Valores típicos de conductividad se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.7 Valores típicos de conductividad térmica dependiendo del agregado ³⁸	
Agregado	Conductividad térmica K [W/m°C]
Cuarcita	3.5
Dolomita	3.2
Piedra Caliza	2.6-3.3
Granito	2.6-2.7
Riolita	2.2
Basalto	1.9-2.2

³⁷ Neville, Adam; op cit; p. 260

³⁸ ACI 207.4R-93; op cit; p. 7

2.4.5.3 Difusividad térmica

La difusividad térmica representa la razón a la cual pueden suceder cambios de temperatura dentro de una masa, es pues un índice de la facilidad con la que el concreto puede experimentar cambios de temperatura. La difusividad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$h^2 = \frac{K}{c\rho_c}$$

Donde:

- h^2 = difusividad [m^2/hr]
- K = conductividad [$kJ/m hr ^\circ C$]
- c_c = capacidad térmica específica [$kJ/kg ^\circ C$]
- ρ_c = densidad del concreto [kg/m^3]

Entre mayor sea el valor de la difusividad térmica, más fácilmente se moverá el calor dentro del concreto. Como se puede apreciar, la difusividad está relacionada directamente con la conductividad, por lo tanto varía con el tipo de agregado. Valores comunes para la difusividad térmica se muestran a continuación.

Tabla 2.8 Valores típicos de difusividad térmica dependiendo del agregado ³⁹	
Agregado	Difusividad térmica h^2 [m^2/hr]
Cuarcita	0.0054
Piedra Caliza	0.0047
Dolomita	0.0046
Granito	0.0040
Riolita	0.0033
Basalto	0.0030

³⁹ Ibidem p. 7

2.4.6 Cambio de Temperatura (ΔT)

El cambio de temperatura del concreto es la diferencia entre la temperatura pico del concreto y la temperatura de servicio de la estructura. Como se muestra en la figura siguiente:⁴⁰

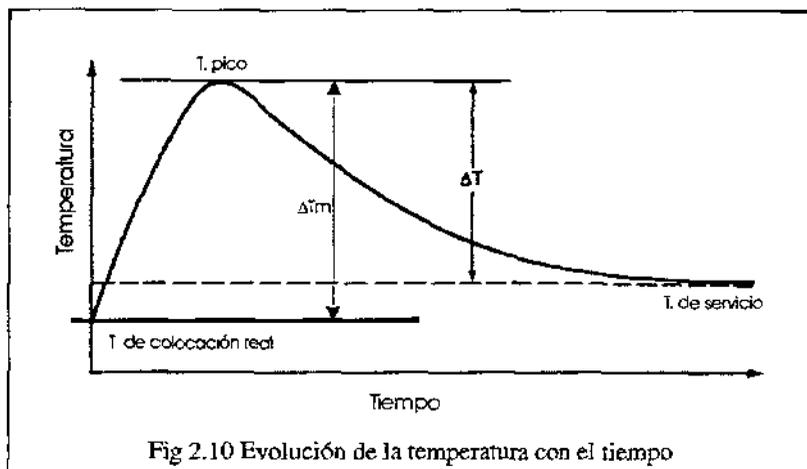


Fig 2.10 Evolución de la temperatura con el tiempo

El cambio de temperatura se puede calcular como:

$$\Delta T = T_{\text{pico}} - T_{\text{servicio}}$$

donde:

ΔT = Cambio de temperatura

$$T_{\text{pico}} = T_{\text{cr}} + \Delta T_m$$

T_{cr} = Temperatura de colocación real del concreto

ΔT_m = Incremento máximo de la temperatura en el elemento

Entonces la expresión nos queda de la siguiente manera:

$$\Delta T = T_{\text{cr}} + \Delta T_m - T_s \quad [2.15]$$

T_s = Temperatura de servicio

⁴⁰ Mehta, Kumar, op. cit; p. 76

- La temperatura de servicio se refiere a la temperatura a la cual la estructura alcanzará una temperatura estable de equilibrio con el tiempo. Esta temperatura puede ser conocida por registros históricos del clima del sitio donde se construirá la presa. También es necesario hacer un estudio de la temperatura que tendrá del agua del embalse que estará en contacto con la cortina. Lo más sencillo para conocer esta temperatura es relacionarla con la temperatura del agua de otros vasos de la misma región. En estudios más precisos se deben de considerar los ciclos estacionales si los cambios de temperatura entre un periodo del año y otro son importantes, ya que, entonces la temperatura de servicio no será constante.

- La temperatura de colocación real del concreto es la temperatura a la que se encuentra el concreto fresco. Esta temperatura no corresponde exactamente a la temperatura de fabricación o de colocación del concreto, ya que puede verse modificada por una diferencia con la temperatura ambiente, de donde puede absorber o disipar calor en las primeras horas. Esta temperatura considera la temperatura a la que estará reaccionando el concreto durante los primeros días.

- Incremento máximo de la temperatura en el elemento varía con muchos factores entre los que se destacan, como ya hemos estudiado, el tipo, finura y cantidad de cemento utilizado, así como la temperatura de colado. El aumento de la temperatura se desarrolla simultáneamente con la disipación de calor que se está generando, por lo que la temperatura máxima en el elemento se alcanza normalmente dentro de la primera semana. La disipación del calor depende fundamentalmente del volumen de concreto y de la superficie expuesta por donde puede liberarse el calor. Además influye la difusividad del concreto, el curado y el tipo de aislamiento debido a la cimbra utilizada. El cálculo de esta temperatura máxima se estudiará a continuación.

2.4.6.1 Cálculo del incremento máximo de la temperatura del concreto (ΔT_m)

Hemos estudiado que la reacción del cemento con el agua libera una gran cantidad de calor que, de forma inevitable, aumentará la temperatura del concreto. En estructuras masivas, el calor generado tiene dificultad para escapar por lo que se queda atrapado elevando de manera importante la temperatura del elemento colado. El aumento de la temperatura se da simultáneamente con la disipación del calor hacia el medio ambiente por lo que el incremento máximo en la temperatura no será el mismo que la elevación adiabática de temperatura. Esta máxima temperatura normalmente se alcanza dentro de la primera semana tras la colocación del concreto y está íntimamente relacionada con la temperatura de colocación del concreto. El otro factor que influye de forma muy importante en el tiempo y la temperatura máxima alcanzada es la relación entre el volumen de concreto y la superficie expuesta al ambiente (V/S). Esta relación representa la distancia promedio que el calor recorre para ser disipado por el concreto y siempre será menor que la distancia mínima entre las caras. Solamente se deberán considerar las caras que están expuestas al aire o fueron coladas contra la cimbra. Se recomienda no considerar caras que se encuentren a una distancia 20 veces mayor que el espesor del elemento estudiado.

Edad en que se alcanza la máxima temperatura

Para estudiar el problema es mucho más sencillo considerar que la temperatura a la que colocamos el concreto y la temperatura del ambiente es la misma, y después hacer los ajustes pertinentes. De acuerdo con lo que ya se comentó la temperatura máxima se alcanzará dentro de los primeros 7 días. Se pueden utilizar las gráficas de la figura 2.11 para conocer la edad a la cual se alcanzará la temperatura pico utilizando como parámetros la relación V/S y la temperatura a la cual se coloca el concreto.⁴¹

⁴¹ ACI 207.2R; op. cit ; p. 5

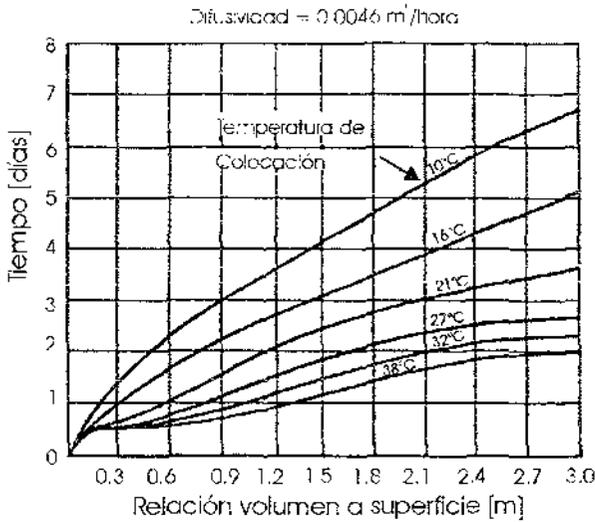


Fig. 2.11 Efecto de la temperatura de colocación y superficie expuesta en la edad a la que se alcanza la temperatura

Calor absorbido o disipado por el concreto del medio ambiente

El concreto al estar en contacto con el medio ambiente podrá absorber o disipar calor dependiendo si fue colado a una mayor o menor temperatura que la del ambiente que lo circunda. La cantidad de calor absorbido o disipado depende fundamentalmente del tiempo de exposición a ese ambiente y la relación V/S previamente comentada. Para calcular el porcentaje absorbido o disipado de la diferencia de temperatura entre el concreto y el ambiente se puede utilizar la figura 2.12.⁴²

Con la ayuda de esta gráfica es posible calcular la temperatura real promedio a la cual el concreto estará reaccionando. Se aprecia claramente que entre menor sea la relación V/S y mayor el tiempo de exposición, mayor es el porcentaje de intercambio de calor. Esta es la temperatura que debemos considerar como la temperatura inicial o de colocación real del

⁴² Ibidem p. 5

concreto en la ecuación 2.15. Hacer este ajuste nos permite considerar que existe equilibrio entre el ambiente circundante y la estructura, con lo que se simplifican los cálculos.

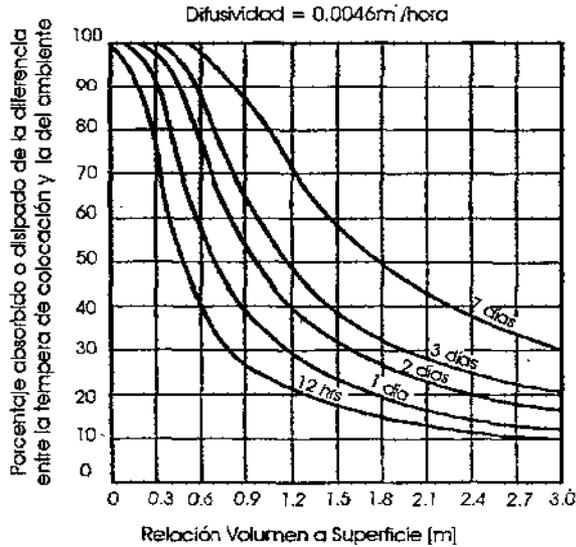


Fig. 2.12 Flujo de calor entre un elemento de concreto y el ambiente circundante

Cálculo del incremento máximo en la temperatura del concreto ΔT_m

Una vez que hemos determinado la temperatura real a la que el concreto está reaccionando podemos conocer el máximo aumento de temperatura que tendrá el elemento que se está colando. Para calcular esta elevación se puede utilizar la gráfica que se muestra a continuación. El aumento depende de la temperatura real de colocación (temperatura ajustada mediante el procedimiento anterior), del tipo de exposición (húmeda o seca) y de la relación V/S.⁴³

⁴³ Ibidem p. 5

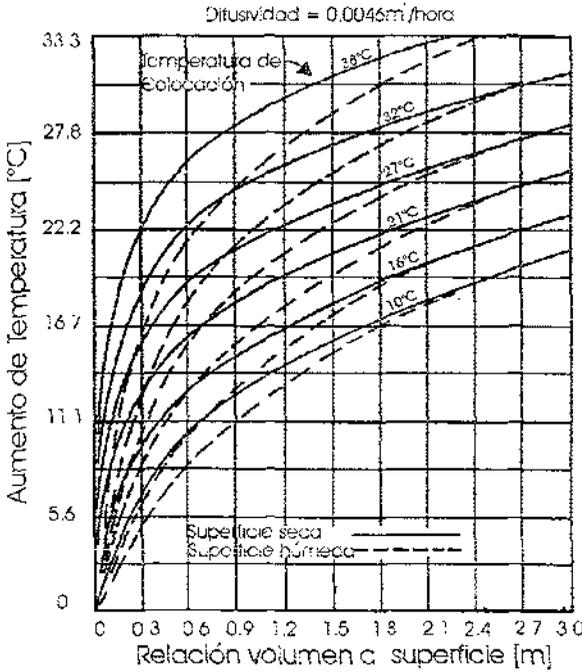


Fig. 2.13 Aumento de temperatura máxima para diferentes temperaturas de colocación ΔT_0 (223 kg/m^3 de cemento tipo I)

De la gráfica anterior podemos observar claramente como, entre mayor sea el área de exposición respecto al volumen, menor será el aumento en la temperatura, mientras que si la relación V/S es muy reducida, nos aproximamos a condiciones de aumento de temperatura similares a las adiabáticas. La temperatura en todo el elemento no será la misma, ya que existirá un gradiente de temperatura donde el centro de la masa conservará mucho calor y la superficie en contacto con el ambiente estará prácticamente a la misma temperatura que el aire. La temperatura que estamos obteniendo corresponde a la temperatura máxima que podemos encontrar dentro del elemento. Para conocer la distribución de la temperatura en el interior del elemento se requieren estudios mucho más

complejos que frecuentemente involucran procedimientos con elemento finito que quedan fuera del alcance de este trabajo.

Una vez calculado el máximo aumento en la temperatura podemos conocer la temperatura pico, que será igual a la suma de la temperatura real de colocación más el incremento máximo en la temperatura.

Ajustes que deberán ser considerados para el cálculo del incremento de temperatura máxima

Mediante el procedimiento que acabamos de describir podemos calcular el incremento máximo en la temperatura del concreto que se utiliza en la ecuación 2.15. Sin embargo, para obtener un resultado más preciso, debemos hacer algunos ajustes a los resultados que acabamos de estudiar ya que estas fueron hechas para ciertas condiciones que pueden variar. La mayoría de las relaciones son muy sencillas, ya que la relación es directa o inversamente proporcional. Todos estos procedimientos correctivos están basados en las recomendaciones hechas por el comité 207 del ACI.

Efecto de la cimbra en el intercambio de calor con el ambiente: Debemos de considerar el efecto aislante de la cimbra en el intercambio de calor que tendrá el concreto con el ambiente. Para considerarla es posible tomarla en cuenta en el volumen calculado para la relación V/S (relación entre el volumen de concreto "V" y la superficie expuesta "S"). Las cimbras de acero prácticamente no modifican el intercambio de calor y ofrecen un pobre aislamiento, por lo que pueden ser despreciadas. Sin embargo la madera produce un aislamiento importante que puede ser calculado como un aumento equivalente en el espesor de la cara en contacto de 51 cm (20 in) por cada pulgada de madera.⁴⁴

Efecto de la difusividad del concreto: La difusividad en el concreto nos indica la facilidad con la que el calor se desplaza dentro de éste. Las gráficas de las figuras 2.11, 2.12 y 2.13. fueron resultado de experimentos hechos con un concreto cuya difusividad es $0.0046 \text{ m}^2/\text{hr}$

⁴⁴ Ibidem p. 7

(1.2 ft²/día). Si el concreto con el que nosotros estamos trabajando tiene una difusividad diferente bastará con multiplicar la relación V/S por 0.0046 m²/hr y dividirla entre la difusividad real. Si la difusividad real es mayor o menor, disminuirá o incrementará respectivamente la relación V/S.

Tipo de cemento: Los valores en las gráficas fueron obtenidos con cemento tipo I, si el cemento que se está utilizando es de otro tipo se pueden hacer ajustes. La corrección se hace mediante una relación directa entre la temperatura adiabática alcanzada por el cemento tipo I y la temperatura adiabática del cemento en cuestión a la edad determinada previamente, las temperaturas adiabáticas se obtienen de la figura 2.7. El procedimiento consiste en dividir la temperatura calculada originalmente en la figura 2.13 entre la temperatura adiabática del cemento tipo I y multiplicarla por la correspondiente temperatura adiabática del cemento en cuestión a una misma edad (que deberá ser en la que se produzca la temperatura pico calculada con la figura 2.13). Este procedimiento se utiliza cuando el cemento que se está utilizando corresponde con alguno de los cementos especificados por ASTM (II, III ó IV). El factor de ajuste será:

$$K_{TC} = \frac{T_{\text{adiabáticaTX}}}{T_{\text{adiabáticaT1}}}$$

T_{adiabáticaT1} es la temperatura adiabática del cemento tipo I a la edad de pico en [°C]

T_{adiabáticaTX} es la temperatura adiabática del cemento tipo X a la edad de pico en [°C]

Cemento con un comportamiento en el calor de hidratación diferente a los cementos clasificados (I II, III ó IV): Para cementos diferentes a los clasificados por ASTM o que no corresponda su curva de aumento de temperatura adiabática a alguna de la figura 2.7, se puede utilizar la ecuación 2.13 para conocer el aumento adiabático en la temperatura de dicho cemento a cualquier edad y se hace lo mismo que en el caso anterior.

Si solo se conoce el calor de hidratación del cemento en cuestión para los 28 días se puede comparar con el del cemento tipo I (calor de hidratación del cemento tipo I a 28 días h_{T1}= 364.25 J/g) y obtener la diferencia de temperatura entre las dos curvas. (Como se analizó

previamente, las curvas de temperatura adiabática son casi paralelas después del primer día, por lo que la diferencia a cualquier edad después del primer día será prácticamente constante). Para calcular el factor, primero será necesario obtener la diferencia de temperatura a los 28 días mediante la ecuación 2.14:

$$\Delta A_a = 0.1(h_{TX} - h_{TI}) \quad [2.14]$$

después sumar algebraicamente (respetando el signo) esta diferencia a la temperatura adiabática del cemento tipo I (fig. 2.7) a la edad calculada en que se dará la temperatura pico, esto nos dará aproximadamente la temperatura adiabática que alcanzaría este cemento a la edad especificada. Finalmente será necesario dividir el resultado anterior entre la temperatura adiabática del cemento tipo I a la misma edad. El factor de ajuste será:

$$F_{CH} = \frac{T_{adiabáticaT} + \Delta A_a}{T_{adiabáticaT}}$$

$T_{adiabáticaT}$ es la temperatura adiabática del cemento tipo I a la edad de pico en [°C]

Cantidad de cemento: Las gráficas para las figuras 2.11, 2.12 y 2.13 fueron hechas con una cantidad de cemento de 223 kg/m^3 , ya que el cemento es el único factor que genera calor bastará dividir el valor de la temperatura obtenido en la figura 2.13 en las gráficas por 223 y multiplicarlo por la cantidad real de cemento en la mezcla en kg/m^3 . Por lo tanto el factor de ajuste será:

$$F_{cc} = \frac{C_{real}}{223 \text{ kg/m}^3}$$

Finura del cemento: Como estudiamos anteriormente, la finura del cemento puede ser un factor importante en la velocidad de generación del calor. Una manera de considerarla es utilizar la gráfica 2.8 y calcular el porcentaje de calor generado a una edad dada (la correspondiente a la edad en que se producirá la temperatura pico) para la finura del cemento estudiado y hacer una relación con el porcentaje de calor generado alcanzado a la misma edad para una finura de $1800 \text{ cm}^2/\text{g}$ (la finura normal para el cemento tipo I de acuerdo con ASTM C 115 es $1790 \text{ cm}^2/\text{g}$). Al igual que en los casos anteriores se

multiplicaría la temperatura de la gráfica 2.13 por el porcentaje para la finura del cemento de la mezcla y se dividiría por el porcentaje para una finura de 1800 cm²/g. El factor de ajuste es:

$$F_f = \frac{\%_{finuraX}}{\%_{finura1800}}$$

Todos estos ajustes se pueden combinar. De esta manera se pueden obtener una serie de factores que al multiplicar el valor de la temperatura máxima obtenido originalmente pueda ser más aproximado al que tendremos en la realidad. Podemos sintetizar lo anterior en una ecuación como la que sigue:

a) Si el cemento utilizado es de algún tipo clasificado por ASTM:

$$\Delta T_m = (F_{TC} * F_{CC} * F_f) \Delta T_o \quad [2.16-a]$$

Donde: ΔT_m es el incremento de la temperatura ajustada y ΔT_o es el incremento de temperatura calculado originalmente en la figura 2.13.

b) Si el cemento utilizado no es clasificado por ASTM pero conocemos su calor de hidratación:

$$\Delta T_m = (F_{CH} * F_{CC} * F_f) \Delta T_o \quad [2.16-b]$$

Donde: ΔT_m es el incremento de la temperatura ajustada y ΔT_o es el incremento en la temperatura calculado originalmente en la figura 2.13.

Nota: No olvidar considerar los ajustes debidos al aislamiento de las cimbras y la difusividad que afectan la relación V/S.

2.5 Coeficiente de expansión térmica (α)

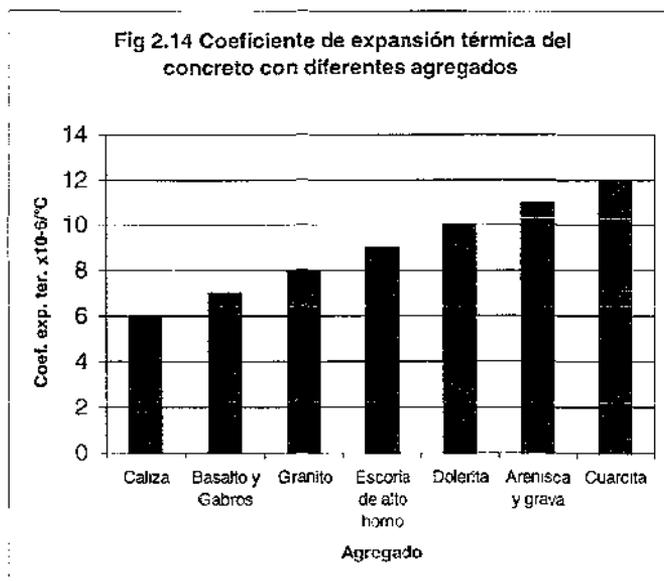
El coeficiente de expansión térmica es definido como el cambio por unidad de longitud por un grado de cambio de temperatura. Este coeficiente es muy importante ya que determina cual será la magnitud de la retracción debida al cambio en la temperatura. El valor del coeficiente de expansión térmica del concreto es función de la combinación de los coeficientes de la pasta y del agregado, los cuales tienen diferente magnitud. Los agregados tienen coeficientes que van de 3 a $14 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y las pastas de cemento varían entre 10 y $21 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, dependiendo de su grado de hidratación. Es común calcular el coeficiente de expansión térmica del concreto como un promedio pesado de estos dos componentes. En general se puede considerar que este coeficiente es una función del tipo de agregado.

El coeficiente de expansión térmica también varía con la humedad. En el caso de concreto masivo se considera un estado de condiciones húmedas que es representativo de la forma en que se presenta éste en los primeros días.

Como un índice representativo del coeficiente de expansión térmica en el concreto, podemos utilizar los datos de la figura 2.14, que muestra los distintos valores de acuerdo con el tipo de agregado. Para estos valores se ha supuesto entre un 70 y 80% de agregado (grueso y fino de la misma roca) en la mezcla de concreto.⁴⁵ Los valores obtenidos son muy similares a los valores experimentales obtenidos en condiciones húmedas.

La selección de un agregado con un coeficiente de expansión térmica puede ser muy benéfica para disminuir la retracción por temperatura. Sin embargo en la mayoría de los casos la selección del agregado obedece a otros factores como el económico por lo que no tenemos un control sobre este coeficiente que resulta únicamente un dato de diseño.

⁴⁵ Mehta, Kumar; op. cit; p. 79



2.6 Grado de restricción (K_r)

Un elemento de concreto no tendría desarrollo de esfuerzos asociados con la deformación térmica si tuviera libertad de movimiento en todas sus direcciones. Sin embargo, la masa de concreto está restringida ya sea externa o internamente. La restricción externa se debe a la roca de cimentación o a las capas de los colados anteriores. La restricción interna se debe a deformaciones diferenciales dentro de diferentes áreas de concreto debidas a gradientes de temperatura.

En el contacto del bloque de concreto y una cimentación rígida la restricción será máxima, y ésta se irá reduciendo conforme nos alejemos de este punto. Para calcular de una manera sencilla el grado de restricción podemos utilizar la siguiente tabla deducida a partir de datos del USBR.

Longitud de la base [m] L	Altura del punto de estudio en el monolito		
	H<0.2 L	0.2 L<H<0.5L	H>0.5 L
mayor de 46	100	71	63
46 a 37	83	63	55
37 a 27	71	55	---
27 a 18	60	---	---
menor de 18	55	---	---

H = Altura sobre la cimentación

L = Longitud del bloque

De los datos anteriores podemos ver que entre mayores sean los bloques mayor será la restricción. También podemos ver claramente que entre más cerca estemos de la cimentación mayor es la restricción.

De estas relaciones podemos deducir que modificando el tamaño de los bloques de concreto podemos cambiar la restricción y por lo tanto la cantidad de esfuerzo que se desarrollará debido a los cambios de temperatura. La restricción es modificada mediante la utilización de juntas de contracción que permiten reducir los agrietamientos.

2.7 Disipación del Calor

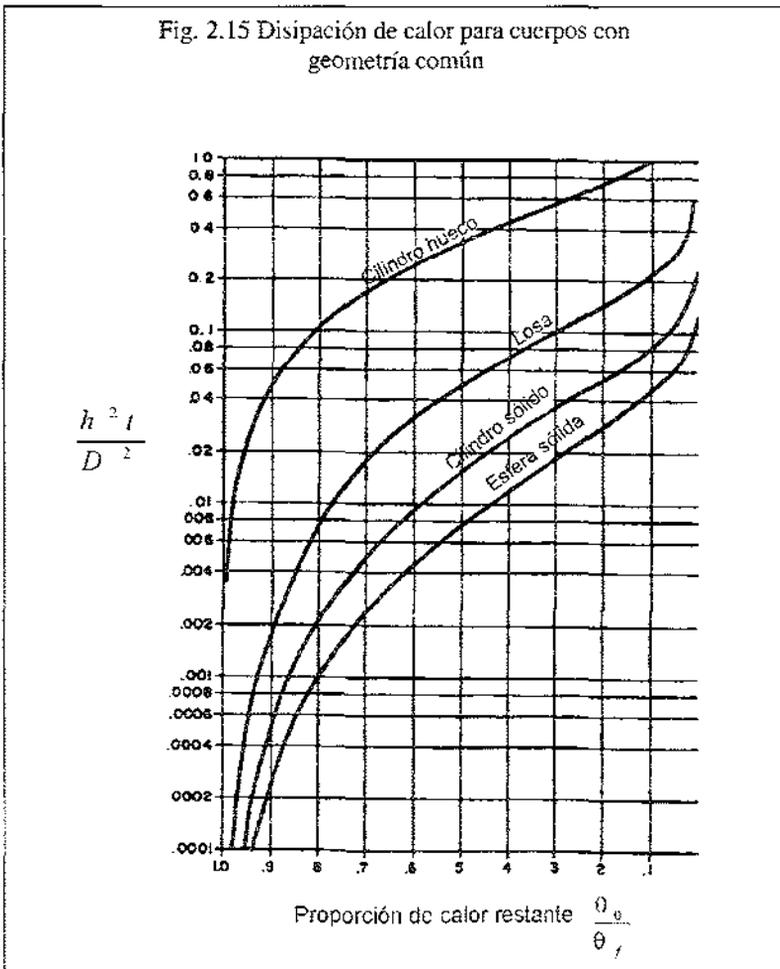
El calor escapa del concreto a una velocidad que es inversamente proporcional al cuadrado de su dimensión mínima. De aquí podemos observar la gran influencia que tiene que en el concreto la geometría del elemento en estudio. Existen muy distintos métodos para calcular la disipación de calor en el concreto. Cuando la geometría del cuerpo que se está estudiando es más o menos común, pueden utilizarse gráficas que representan la forma en que estos cuerpos pierden calor con el tiempo. El ACI propone la utilización de la siguiente gráfica que permite calcular la disipación del calor en cuerpos con geometrías similares a un cilindro sólido, un cilindro hueco, esferas sólidas o losas.⁴⁶ La gran virtud de este método es que su utilización es muy sencilla y los resultados obtenidos pueden ser muy útiles. Este

⁴⁶ ACI 207.1R-96; op. cit; p. 32

método considera el tamaño y geometría del elemento, la difusividad térmica del concreto, el tiempo de estudio y las temperaturas del elemento y el ambiente circundante.

La gráfica puede ser muy útil, ya que mediante ella se puede calcular el enfriamiento de las cortinas de las presas, o losas gruesas, el enfriamiento del agregado grueso, el enfriamiento del concreto mediante sistemas artificiales o el enfriamiento de las pilas de un puente entre otras cosas. Mediante este estudio es posible predecir para un tiempo determinado a que temperatura se encontrará el elemento en estudio, o viceversa, es decir para una temperatura dada, cuanto tiempo tardará el elemento en alcanzarla.

Fig. 2.15 Disipación de calor para cuerpos con geometría común



Donde:

t = tiempo [días]

h^2 = difusividad [$m^2/día$]

D = Espesor del elemento [m]

θ_0 = Diferencia de temperaturas iniciales entre el concreto y el medio ambiente [$^{\circ}C$]

θ_t = Diferencia de temperaturas finales entre el concreto y el medio ambiente [$^{\circ}C$]

En el caso de las presas se puede considerar a la cortina como una losa de un gran espesor. Esto es correcto, ya que la geometría de la losa supone una estructura que disipa calor por sus dos caras. Si se quisiera hacer el estudio para un bloque de concreto, en el caso en que únicamente disipa calor por la superficie superior de éste, se debe de considerar como un bloque del doble de espesor y utilizar la curva para losas.

CAPÍTULO 3

CONTROL DE TEMPERATURA EN EL CONCRETO

Como hemos estudiado, la retracción térmica puede ser muy importante en estructuras de concreto de grandes dimensiones como en el caso de las presas. El agrietamiento es indeseable en las estructuras porque puede reducir su seguridad, ya que impide un funcionamiento monolítico de los bloques, y afecta las propiedades de durabilidad e impermeabilidad del concreto, y por consecuencia reduce la vida útil de la presa.

Los problemas debidos al agrietamiento por temperatura pueden ser prevenidos mediante la utilización de distintas medidas. La aplicación de estas medidas depende de cada caso específico. Cada estructura presenta diferentes problemas y dependiendo de estos es como debe elegirse la medida o combinación de medidas más efectivas y económicas que den un resultado satisfactorio.

Las principales condiciones que provocan el agrietamiento y que deben considerarse para decidir las medidas para evitarlo son:

- Grandes dimensiones de los bloques de concreto
- Concreto sujeto a grandes esfuerzos térmicos debidos a un gran incremento en la temperatura debido al calor de hidratación y un posterior enfriamiento
- Condiciones climáticas severas
- Concreto con baja capacidad a tensión

De acuerdo con lo visto en el capítulo anterior son varios los parámetros que intervienen en la retracción térmica: resistencia a la tensión, módulo de elasticidad, fluencia, coeficiente de expansión térmica, restricciones a la deformación y cambios de temperatura. Modificando alguno o algunos de estos parámetros podemos obtener mejores condiciones para prevenir el agrietamiento.

Algunos parámetros son mucho más fáciles de modificar que otros. En algunos casos las limitantes son de tipo técnico, donde los parámetros de diseño obedecen a otros criterios de mayor importancia como puede ser la estabilidad, o de tipo económico, donde la modificación de especificaciones haría *incosteable el proyecto*.

Como veremos más adelante, la mayor parte de las medidas enfocadas a disminuir los esfuerzos de tensión debidos a la retracción térmica están relacionados con el cambio de temperatura. La solución ideal sería simplemente eliminar el cambio de temperatura. Esto se lograría si pudiéramos colocar el concreto a una temperatura tan baja que después del aumento de temperatura de éste, debido a la hidratación del cemento, alcanzara su temperatura final de equilibrio. Sin embargo, los medios que tenemos a nuestro alcance solamente se aproximan a este caso ideal.

Las soluciones a la retracción térmica en presas pueden ser clasificadas en cuatro categorías:

- Las medidas que se agrupan dentro del primer grupo son las que deben realizarse antes de empezar a construir, y se refieren a la selección y diseño de un concreto con características ideales. Aquí se incluyen medidas que corresponden al problema mismo de la generación de calor. Se proponen soluciones que limitan la cantidad de calor generado, como son la utilización de cementos de bajo calor de hidratación, la adición de otros cementantes como puzolanas que reduzcan el calor generado, y un proporcionamiento ideal que reduzca la cantidad de cementantes a utilizar. Podemos observar que estas medidas tienen como objetivo disminuir la temperatura máxima del concreto. En esta etapa también se considera el aprovechamiento de los mejores materiales disponibles para obtener propiedades benéficas, como mejores coeficientes de expansión térmica, difusividad, y capacidad a la deformación por tensión. Sin embargo estas últimas propiedades rara vez pueden ser modificadas, ya que dependen fundamentalmente de los agregados a utilizar, los cuales, en ocasiones son los únicos disponibles o son seleccionados por motivos económicos ligados a costos de acarreo. El estudio de la selección y proporción de materiales

deberá ser el primero ya que de aquí se desprenderán las propiedades del concreto con el que estaremos trabajando y por lo tanto nos permitirá prever su comportamiento y evaluar otras soluciones.

- El segundo grupo corresponde a las medidas que se tomarán como parte de la colocación del concreto y tiene que ver con las dimensiones de los bloques a colocar y el tiempo que se llevará entre la colocación de un bloque y otro. Aquí se considera el espaciamiento entre juntas constructivas, tanto transversales como longitudinales, y el espesor de cada hilada de concreto. Además se estudia el tiempo que deberá esperarse entre la colocación de una hilada y otra, para permitir que se disipe el calor
- El tercer grupo se refiere a medidas relacionadas con la fabricación del concreto. Aquí se estudia la posibilidad de modificar las condiciones en que se almacenarán los materiales y se producirá y transportará el concreto. Entre las principales medidas se encuentra el preenfriamiento del concreto o sus componentes, que nos permitirá alcanzar menores temperaturas pico, y, por lo tanto, una menor diferencia con la temperatura de equilibrio.
- El cuarto grupo comprende los procedimientos que pueden llevarse a cabo una vez colado el bloque para disminuir la temperatura pico y para liberar la energía sin producir agrietamientos. Aquí se estudian las características del postenfriamiento y del aislamiento del concreto para evitar el choque térmico.

Cada obra tendrá características particulares que permitan, o no, la utilización de estos procedimientos. Existirán obras que solamente requieran alguna medida, mientras que habrá otras que necesiten la utilización de una combinación de ellas. Cada una tiene ventajas y desventajas. Un aspecto muy importante que marca el tipo de procedimiento constructivo a utilizar es el funcionamiento estructural de la presa. Dependiendo de si se requiere que la cortina funcione monolíticamente o si puede trabajar como bloques separados, será como se decida cómo deben ser las juntas constructivas y la forma en que

deberán ser selladas. Entre lo más importante que debe considerarse para seleccionar una medida es la relación que tiene el costo en la utilización de estas medidas con el tiempo de ejecución de la obra. Entre más recursos se inviertan, usualmente más rápidamente podrá llevarse a cabo la obra; de otra manera, se tendrán que utilizar procedimientos convencionales que retrasarán su ejecución.

3.1 Control de la mezcla de concreto

Al igual que en el caso de otros concretos, el concreto masivo está compuesto de cemento, agregados, agua, y frecuentemente de puzolanas y aditivos. El objetivo de la selección y proporcionamiento del concreto masivo es combinar una serie de materiales que produzcan un concreto que cumpla con los requisitos de la estructura como son resistencia adecuada, durabilidad e impermeabilidad, economía, trabajabilidad, estabilidad dimensional y ausencia de grietas bajo aumento de temperatura.

3.1.1 Selección de materiales

Primero analizaremos las propiedades que deben tener los materiales del concreto individualmente, para después proponer un método de proporcionamiento.

3.1.1.1 Cemento

Como se estudió en el capítulo anterior, existe una variedad de cementos clasificados por ASTM que tienen diferentes propiedades. Las diferencias se deben fundamentalmente a la composición química de cada cemento. Los cementos que suelen utilizarse en la construcción de presas son los tipos I, II y IV.

Cemento tipo I – Este cemento es el más comúnmente utilizado en la construcción general. No se recomienda su utilización por sí solo, ya que genera una gran cantidad de calor. Si tiene que utilizarse este cemento, deberá ser acompañado de otras medidas que ayuden a mitigar el aumento de temperatura.

Cemento tipo II - Este cemento es recomendado para la construcción de presas ya que tiene un calor de hidratación moderado, lo que ayuda a evitar las grietas en el concreto. Las especificaciones limitan a 8% el contenido de aluminato tricálcico (C_3A), el compuesto que, como vimos en el capítulo anterior, contribuye de forma sustancial a la generación de calor. Otra especificación opcional es que la suma de aluminato tricálcico y de silicato tricálcico no sea mayor a 58%, o que el calor de hidratación sea de no más de 290 kJ/kg (70 cal/g) a los 7 días.

Cemento tipo IV - Este cemento es conocido como de bajo calor de hidratación y puede ser utilizado en las estructuras de concreto masivo. Sin embargo, prácticamente no se ha utilizado en los últimos años debido a que es muy difícil conseguirlo, además de que se ha visto que, mediante la utilización de otras medidas, los otros cementos pueden ser utilizados de forma satisfactoria. La norma ASTM limita el compuesto C_3A a únicamente 7% y al C_2S a 35%. También considera que como mínimo deberá contener 40 % de C_2S . Como opción este cemento está limitado a 250 kJ/kg (60 cal /g) a los 7 días y a 290 kJ/kg (70 cal/g) a los 28 días.

Otro aspecto importante que debe considerarse en el cemento a utilizar es la finura del cemento ya que, como estudiamos previamente, también afecta al grado de calor de hidratación. Los cementos muy finos producen calor con más rapidez que los gruesos durante sus primeras edades, sin embargo, las demás propiedades no se ven afectadas. Por lo anterior, no es conveniente utilizar cementos muy finos.

Además la ASTM también tiene clasificados cementos mezclados como son los tipos P, IP, S, IS, I(PM) y I(SM). Estos cementos mezclados contienen una porción de puzolanas o escorias de alto horno revueltas con cemento pòrtland, lo que da otras características. No los vamos a estudiar en esta sección, ya que consideraremos el caso de la inclusión de puzolanas en la mezcla en forma independiente en otro punto más adelante. Sin embargo se debe mencionar que pueden ser utilizados con buenos resultados, aunque el costo suele ser un elemento de estudio.

En México, como mencionamos anteriormente, no se aplica la norma ASTM. Sin embargo, las investigaciones sobre las características de los cementos clasificados por esta norma pueden ser utilizadas también para los cementos mexicanos. En México, de acuerdo con la norma actual, que clasifica a los cementos por desempeño, se considera la inclusión de características especiales dentro de ellos. Una de las características especiales consideradas es la de bajo calor de hidratación. De acuerdo con el proyecto, la norma permite el diseño de un cemento que satisfaga las necesidades específicas. En las grandes presas el consumo de cemento es altísimo, por lo que se justifica que una compañía cementera modifique una línea de producción para fabricar un cemento que cumpla las exigencias específicas de la obra.

3.1.1.2 Agregados

Con mezclas de concreto para presas, todo método que permita reducir la cantidad de agua necesaria deberá ser estudiado, ya que tendrá consecuentemente una reducción en la cantidad de cemento. Por ello es muy importante hacer un estudio minucioso del tipo y combinación de agregados que se utilizarán.

Agregado fino

El agregado fino se define como la fracción del agregado que pasa por la malla No. 4. Puede estar compuesto por granos naturales, manufacturados (obtenidos en un proceso de trituración de partículas mayores) o por una combinación de ambos. El agregado fino debe estar libre de arcilla, limo, polvo, mica, materia orgánica, u otras impurezas.

La granulometría del agregado fino influye en forma muy importante sobre la trabajabilidad del concreto. La granulometría recomendada para el agregado fino se muestra a continuación.

Tabla 3.1 Granulometría recomendada para agregado fino en concreto masivo⁴⁷

Malla	% retenido por peso
3/8"	0
No. 4	0-5
No. 8	5-15
No. 16	10-25
No. 30	10-30
No. 50	15-35
No. 100	12-20
Sobrante	3-7

Agregado grueso

El agregado grueso se define como la parte del agregado que tiene un tamaño mayor que la malla No 4 y menor de 150 mm (6"). El agregado grueso puede ser redondeado cuando es de origen natural o triturado cuando se obtiene de un proceso de manufactura. El agregado grueso debe ser duro, denso, durable y limpio. Los materiales que se desintegran, degradan durante el procesamiento, transporte, o almacenamiento deben evitarse. Las rocas con absorciones de agua mayores de 3% o peso específico menor 2.5 no deben ser utilizadas. El agregado grueso debe estar libre de arcillas, limos y polvo. Si el agregado se encuentra sucio, deberá ser lavado.

Tamaño Máximo de Agregado (TMA)– Teóricamente, entre mayor sea el agregado, menor será la cantidad de pasta que se requerirá para un volumen de concreto dado. Esta teoría se basa en que con materiales bien graduados el espacio vacío entre las partículas y la superficie específica serán mínimas. En el caso de concreto reforzado el TMA está limitado por la distancia que se requiere dejar entre el refuerzo, sin embargo, en concreto masivo sin refuerzo esta limitación no existe. Por esta razón el TMA en concreto masivo deberá regirse por la disponibilidad y economía, además de limitaciones en la resistencia y los procesos de dosificación, mezclado, transporte y colocación. De acuerdo con la experiencia en muchas obras el TMA que se puede utilizar en forma práctica es de hasta 150mm (6").

Forma de las partículas – La forma del agregado tiene mucha importancia en el concreto masivo. La forma influye en la trabajabilidad del concreto; si se utiliza grava proveniente

⁴⁷ ACI 207.1R-96; Mass Concrete; p. 9

de depósitos del río que ha sido redondeada por el agua, la trabajabilidad será mayor y por consecuencia la cantidad de agua requerida será menor. Sin embargo, los equipos modernos de trituración son capaces de producir grava y arena de una forma muy aceptable. Por ello es muy importante que se utilice un equipo adecuado para estos procesos. Otro punto que es muy importante respecto a la forma de la grava es que se ha demostrado mediante experimentos de laboratorio que el concreto hecho con grava triturada tiene mayor capacidad a la deformación por tensión, y por lo tanto resiste mayores esfuerzos debidos a la retracción térmica. De ahí que sea conveniente utilizar mejor grava triturada cuando sea posible. Además, mediante la utilización de aditivos minerales o químicos es posible obtener una trabajabilidad adecuada sin verse obligado a aumentar la cantidad de agua, aunque el costo de esos aditivos en grandes cantidades limita mucho su aplicación en grandes obras.

Proporcionamiento de agregado grueso – Este es un factor que influye en gran medida en la trabajabilidad del concreto y sobre él podemos actuar de forma importante. Los grupos de agregado de tamaño individual disponibles se deben combinar para producir una granulometría cercana al peso volumétrico máximo y con el mínimo de vacíos. Esto da como resultado una cantidad conveniente de pasta para colocación, trabajabilidad y acabado. Tradicionalmente, para facilitar esto, los agregados son procesados y divididos en las siguientes cuatro fracciones que se combinarán entre sí:

Tabla 3.2 Límites en la granulometría de las fracciones de tamaño individual del agregado grueso				
Malla [in] (mm)	[%] por peso que pasa la malla			
	6"-3" (150-75 mm)	3"-1½" (75-37.5 mm)	1½"-¾" (37.5-19 mm)	¾"-No. 4" (19-4.75 mm)
7 (175)	100			
6 (150)	90-100			
4 (100)	20-45	100		
3(75)	0-15	90-100		
2 (50)	0-5	20-55	100	
1½ (37.5)		0-10	90-100	
1 (25)		0-5	20-45	100
¾ (19)			1-10	90-100
3/8 (9.5)			0-5	30-55
No. 4 (4.75)				0-5

Normalmente, para conocer la mejor distribución de las partículas se utiliza el método del peso volumétrico varillado en seco, sin embargo este procedimiento no es conveniente para agregados de tamaños tan grandes. Mediante un estudio de Fuller y Thompson sobre compacidad de materiales se llegó a una ecuación que permite conocer aproximadamente la granulometría ideal de máximo peso volumétrico y mínimos espacios a partir del Tamaño Máximo de Agregado y de la forma de las partículas. Este procedimiento es recomendado cuando el TMA es mayor a 75 mm.⁴⁸

$$P = \frac{d^x - 0.1875^x}{D^x - 0.1875^x} \cdot 100 \quad [3.1]$$

donde:

- P = porcentaje que pasa por la malla de tamaño d
- d = tamaño de la malla en pulgadas
- D = tamaño máximo nominal del agregado en pulgadas
- x = exponente (0.5 para agregado redondeado y 0.8 para agregado triturado)

Utilizando la ecuación anterior se obtiene la siguiente tabla para granulometría ideal para agregados redondeados y triturados de tamaño máximo de 150 y 75 mm.

Tabla 3.3 Granulometría ideal para agregado triturado o redondeado de tamaño máximo de 150 y 75 mm				
Malla [in] (mm)	Porcentaje que pasa (en peso)			
	TMA 150 mm		TMA 75 mm	
	Triturado	Redondeado	Triturado	Redondeado
6 (150)	100	100		
5 (125)	85	89		
4 (100)	70	78		
3 (75)	54	64	100	100
2 (50)	38	49	69	75
1½ (37.5)	28	39	52	61
1 (25)	19	28	34	44
¾ (19)	13	21	25	33
3/8 (9.5)	5	9	9	14

⁴⁸ ACI 211.1; Proporcionamiento de mezclas; p. 50

Cuando se tenga un agregado que es parcialmente triturado y parcialmente redondeado se puede hacer una interpolación a partir de las granulometrías de la tabla 3.3.

A partir de las fracciones en que se divida el agregado grueso se tendrán que hacer combinaciones de éstas para acercarse a la granulometría de la tabla 3.3. Este procedimiento deberá ser hecho mediante aproximaciones sucesivas. Si las granulometrías de las fracciones están dentro de los grupos enunciados en la tabla 3.2 al momento de hacer la granulometría combinada, ésta estará dentro de un 2 ó 3 % de error con respecto a la granulometría ideal.

Siempre que se pueda se deberá utilizar una granulometría continua, ya que esto permite un concreto más manejable, mayor revenimiento, menor consumo de agua y por lo tanto de cemento. Cuando se utiliza agregado manufacturado siempre se puede obtener una granulometría continua gracias a la operación de triturado en modernas plantas de dos o tres pasos.

Cuando se utiliza agregado natural es posible que existan discontinuidades dentro del tamaño de los agregados. En esos casos se recomienda hacer mayores estudios para encontrar una combinación adecuada y que sea económicamente aceptable. Sin embargo siempre debe tenerse en cuenta que es preferible desperdiciar ciertos volúmenes de agregados que producir concreto inservible.

Propiedades mineralógicas

Además de las propiedades debidas al tamaño, granulometría, proporción y forma de las partículas que forman los agregados, debemos de considerar la importancia de sus propiedades mineralógicas. Sin embargo, como hemos comentado previamente, la selección del tipo de agregado normalmente está basada en otros criterios, por lo que rara vez existen posibilidades de escogerlo basándonos en estos parámetros, sin embargo debemos conocerlos para tener más elementos para seleccionar el agregado cuando existan opciones.

Coefficiente de expansión térmica – Este coeficiente es uno de los parámetros que determinan el esfuerzo de tensión al enfriarse el concreto. Si todo lo demás se mantiene igual, la selección del tipo de agregado puede modificar el coeficiente de expansión térmica por un factor de más de dos. Por ello, siempre que sea factible, deberán seleccionarse preferentemente agregados con un menor coeficiente de expansión térmica.

Difusividad térmica – Otra propiedad del concreto que depende de forma importante del mineral del agregado es la difusividad. Entre mayor sea la difusividad más fácil será que el calor escape del concreto reduciendo la temperatura pico y el tiempo de estabilización dimensional.

3.1.1.3 Puzolanas y otros materiales cementantes

Con frecuencia se utilizan otros materiales combinados con el cemento pórtland, para obtener beneficios en economía, reducción del calor de hidratación, mejorar la durabilidad o mejorar la trabajabilidad entre otros aspectos. Entre estas sustancias se incluyen las puzolanas, ya sean naturales o cenizas volantes, y las escorias de alto horno finamente molidas.

Las puzolanas (de Pozzuoli, pueblo de Italia donde se encontraron las primeras) se definen como “un material silíceo o silíceo y aluminico, que por sí mismo posee poco o ningún valor cementante, pero que finamente dividido y en presencia de humedad, reacciona químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas normales para formar compuestos que poseen propiedades cementantes.”⁴⁹ Entre las puzolanas se encuentran las de origen natural y las cenizas volantes, un subproducto de la industria carboeléctrica. La norma ASTM C 618 las clasifica como naturales clase N y como cenizas volantes clases C y F.

La utilización de puzolanas en el concreto masivo proporciona una sustitución parcial del cemento por un material que genera mucho menos calor a edades tempranas. Esto se debe a que, en condiciones normales, estas sustancias no reaccionan en un grado significativo

⁴⁹ *Ibidem*, p. 48

durante varios días. Como regla general, el calor total producido por las reacciones puzolánicas es considerado como la mitad del calor promedio producido por la hidratación del cemento pórtland. Una buena puzolana puede sustituir alrededor de 30% en volumen de cemento.

Otras ventajas en la sustitución de un porcentaje del cemento por puzolanas son: la reducción en el costo de los materiales utilizados, una mejora de la trabajabilidad del concreto, y la disminución el daño por la reacción álcali-agregado y el ataque de sulfatos. La adición de puzolanas también puede reducir la cantidad de agua requerida y la de aditivos inclusores de aire en la mezcla.

Debido a que las puzolanas reaccionan más lentamente, la ganancia de resistencia también será más lenta en edades tempranas, pero continuará creciendo por más tiempo. Por lo tanto la resistencia a largo plazo, como pudiera ser un año, no se verá afectada.

Cada puzolana puede reaccionar de forma distinta al combinarse con los distintos materiales que conforman la mezcla. Por ello es muy conveniente que se hagan pruebas previas con el cemento y los agregados que se van a utilizar efectivamente en la presa para asegurar que el uso de la puzolana contribuirá benéficamente a la calidad y economía del concreto.

Como hemos dicho, estos materiales, de acuerdo con su origen, pueden ser productos naturales o subproductos de una actividad industrial.

Productos Naturales: Son aquellos que han sido procesados para el solo propósito de producir una puzolana. El procedimiento generalmente involucra el triturado, molido y separación de tamaños; en algunos casos también se incluye una activación térmica.

Con excepción de las tierras diatomáceas, todas las puzolanas naturales se derivan de rocas y minerales volcánicos. Durante las explosivas erupciones volcánicas, el rápido enfriamiento del magma, compuesto principal de los aluminosilicatos, resulta en la

formación de vidrio o de fases vítreas con una estructura desordenada. Puesto que los aluminosilicatos con una estructura desordenada no permanecerán estables al exponerlos a una solución de cal, ésta se convierte en la base para las propiedades puzolánicas de los vidrios volcánicos. Se cree que las alteraciones progresivas de los aluminosilicatos de vidrio volcánico son las responsables de la formación de minerales de arcilla. Las arcillas no son puzolánicas a menos que en ellas la estructura cristalina de los minerales se convierta en estructura amorfa o desordenada por un tratamiento de calor. Las principales puzolanas con base en sus constituyentes reactivos principales son los vidrios volcánicos, las tobas volcánicas, las pizarras y las arcillas calcinadas o lutitas.

Las tierras diatomáceas consisten en sílices opalinos o amorfos hidratados, derivados del esqueleto de diatomitas, que son pequeñísimas plantas de agua con las paredes de las celdas compuestas de cáscaras de sílice. El material es puzolánico cuando está puro, pero generalmente se encuentra contaminado por arcilla, por lo que debe ser activado térmicamente para reactivar su capacidad puzolánica.

Subproductos industriales: Son aquellos materiales que no son los productos primarios de la industria que los produce. Los subproductos industriales pueden o no requerir un procesamiento antes de usarse como aditivos minerales. Las termoeléctricas que utilizan carbón como combustible y los hornos metalúrgicos que producen hierro vaciado, metal de silicio y aleaciones de ferrosilicio, son la fuente principal de subproductos que se están produciendo a razón de millones de toneladas al año en muchos países industrializados. Tirar a la basura estos productos representa un desperdicio del material y causa serios problemas de contaminación ambiental. Mediante un adecuado control de calidad, grandes cantidades de muchos subproductos industriales pueden incorporarse al concreto. Cuando las propiedades puzolánicas y/o cementantes de un material son tales que puede usarse como sustitución parcial de cemento pórtland en el concreto, esto da como resultado un ahorro significativo de energía y costos entre otros beneficios técnicos.

Las cenizas volantes se producen durante la combustión de carbón en polvo en las modernas plantas de energía. En cuanto el carbón pasa a través de la zona de alta

temperatura en el horno, la materia volátil y el carbón son quemados, mientras que la mayoría de las impurezas minerales tales como arcillas, cuarzo y feldespato, se funden a alta temperatura. La materia fundida es rápidamente transportada a zonas de menor temperatura, donde se solidifican como partículas esféricas de vidrio. Algunas materias minerales se aglomeran para formar la ceniza de fondo, pero la mayor parte vuela por la corriente del gas de combustión y por ello se les conoce como cenizas volantes. Esta ceniza es subsecuentemente removida del gas por medio de precipitadores electrostáticos.⁵⁰

Las cenizas volantes se clasifican en dos categorías: Clase F, que tiene propiedades puzolánicas y Clase C, que además de las propiedades puzolánicas también tiene propiedades cementantes, en tal caso el material puede ser de autofraguado si se mezcla con agua. La ceniza volante clase F es una excelente puzolana, en cambio la de clase C en ocasiones contiene demasiado CaO y que, aunque tiene buenas propiedades cementantes, son poco apropiadas para controlar la reacción álcali-agregado. Además, la ceniza volante tipo C no reduce de forma importante la temperatura pico.

Otras puzolanas: El desarrollo de nuevos tipos de materiales puzolánicos como son el humo de sílice y la ceniza de cáscara de arroz, hace probable que puedan ser utilizados en el futuro, con grandes beneficios en el concreto masivo.

Escorias de alto horno finamente molidas: Las escorias de alto horno finamente molidas no son puzolanas pero tienen características semejantes que pueden darle al concreto ventajas similares. A diferencia de las puzolanas, este producto es autocementante, es decir, no requiere hidróxido de calcio para formar productos cementantes, sin embargo, si se utiliza solo, su reacción es demasiado lenta, por lo que no sirve para fines estructurales. Las escorias de alto horno finamente molidas son un producto de la fabricación de lingotes de hierro. Cuando estas escorias son rápidamente enfriadas y molidas, pueden poseer propiedades cementantes latentes. Después de procesadas, el material se conoce como escoria de alto horno finamente molida, cuyas propiedades hidráulicas pueden variar y ser clasificadas dentro de las calidades de la norma ASTM C 989. La utilización de las escorias

⁵⁰ Mehta, Kumar; Concreto; p. 198

de alto horno finamente molidas utilizadas en combinación con el cemento pórtland pueden darle al concreto ventajas similares a las de las puzolanas, sin embargo, para obtener comportamientos similares es necesario adicionar porcentajes mucho más altos de las escorias que de las puzolanas.

En México es posible obtener puzolanas tanto de origen natural como industrial. Debido a la gran cantidad de volcanes que hay en nuestro país, existe una gran variedad de puzolanas de origen natural que se han derivado de la actividad volcánica, como son tobas y pizarras. Además, la CFE tiene funcionando varias plantas carboeléctricas en el país, entre las que destacan las plantas de Río Escondido en Coahuila y la nueva planta de Petacalco en Guerrero, que pueden disponer de sus subproductos en forma segura mediante la producción de puzolanas para al concreto. En México también es posible obtener escorias de alto horno finamente molidas, provenientes de las siderúrgicas.

Proporción cemento/puzolana

La proporción de cemento/puzolana depende de la resistencia deseada a determinada edad, de las consideraciones de calor, de las características químicas y físicas tanto del cemento como de la puzolana, así como del costo de los respectivos materiales. Las cantidades típicas de diversos tipos de puzolanas y de otros materiales susceptibles de mezclarse con el cemento pórtland para reducir la generación de calor se muestran a continuación:

Tabla 3.4 Porcentaje del total de material aglutinante por volumen absoluto⁵¹

Material	Concreto no expuesto a la intemperie [%]	Concreto expuesto a la intemperie [%]
Clase F	35	25
Clase N excepto diatomita	30	20
Clase N diatomita	20	20
Escoria de alto horno	35	20

⁵¹ ACI 211.1; op cit; p. 49

3.1.1.4 Aditivos químicos

Los aditivos químicos pueden dar grandes beneficios al concreto masivo. En su estado plástico pueden incrementar la trabajabilidad, reducir el contenido de agua, retardar el fraguado inicial, modificar el sangrado, disminuir la segregación y la pérdida de revenimiento. En el concreto endurecido pueden ayudar a disminuir la cantidad de calor generado, aumentar la resistencia, disminuir el contenido de cemento, y mejorar la durabilidad.

Los aditivos que comúnmente se utilizan en el concreto son los inclusores de aire, los reductores de agua y los retardantes de fraguado. A continuación estudiaremos cada caso.

Inclusores de aire – Estos aditivos producen burbujas de aire de dimensiones diminutas dentro de la mezcla de concreto, como consecuencia se tiene una mejor trabajabilidad, una reducción en el sangrado, menor segregación, menor permeabilidad y una resistencia a la congelación. La razón por la que se utiliza la inclusión de aire en el concreto masivo es que permite una mejor trabajabilidad en concretos pobres y además permite el uso de agregados más rugosos, pobremente graduados, y de formas indeseables. Las burbujas de aire lubrican y reducen la fricción entre las partículas de cemento y agregados, además pueden suplir la deficiencia de finos en la mezcla dándole continuidad a la mezcla, por ello también facilitan la colocación del concreto. Cada uno por ciento de aire incluido puede representar una reducción en el agua de 2 a 4 %. En las mezclas de concreto pobre la inclusión de aire prácticamente no afecta la resistencia del concreto, e incluso en ocasiones llega a aumentarla debido a la reducción en el consumo de agua. La tabla siguiente muestra la cantidad de aire que puede ser incluido en el concreto dependiendo del tamaño máximo de agregado:

Tabla 3.5 Contenido de aire incluido en el concreto dependiendo del tamaño máximo de agregado⁵²

Tamaño máximo de agregado	% total de aire por volumen
19 mm (3/4")	6 ± 1
38 mm (1.5")	4.5 ± 1
75 mm (3")	3.5 ± 1
150 mm (6")	3 ± 1

Reductores de agua – Los reductores de agua permiten una reducción proporcional en el contenido de cemento, manteniendo así una relación agua/cemento constante, y sin perder trabajabilidad en la mezcla. La cantidad de agua que se va a reducir depende del tipo de concreto, sin embargo, fluctúa entre un 5 y 8 %.

Retardantes de fraguado – Estos aditivos pueden ser utilizados para mantener el concreto plástico por más tiempo, permitiendo que las capas sucesivas de concreto puedan ser vibradas antes de que la capa inferior fragüe. El tiempo de retardo normalmente va de una a tres horas.

3.1.1.5 Agua

El agua deberá estar libre de materia que significativamente afecte las reacciones de hidratación. En general el agua potable podrá ser utilizada para producir concreto. Si existen dudas sobre la utilización de cierta agua se deberán hacer pruebas. Las pruebas compararán la resistencia entre mortero hecho con el agua en cuestión y con agua destilada. Si las pruebas hechas con el agua estudiada registran una resistencia menor al 90% respecto a los especímenes hechos con agua destilada, esa agua deberá descartarse. Si existen más dudas sobre el agua, más pruebas deberán realizarse. No deberá utilizarse agua que contenga azúcares o sus derivados, aun en cantidades pequeñas, ya que los tiempos de fraguado se volverán impredecibles. Los efectos dañinos de estas aguas podrán ser observados en las pruebas comparativas de resistencia.

⁵² USBR; Design of gravity dams; p. 518

3.1.2 Proporcionamiento de la mezcla

El objetivo primario de los estudios de proporcionamiento de concreto masivo es establecer mezclas económicas que tengan la resistencia, durabilidad e impermeabilidad apropiada mediante la mejor combinación de los materiales disponibles y que permitan una adecuada trabajabilidad y el menor aumento de temperatura después del colado.

La utilización de concretos pobres tiene muchas ventajas en el concreto masivo, ya que además del obvio ahorro por metro cúbico en cemento, la reducción de éste representa un menor calor de hidratación, pero no sólo eso, ya que los concretos pobres serán menos propensos al agrietamiento. De acuerdo con Carlson⁵³ una posible explicación a esto es que estos concretos tienen un menor módulo de elasticidad y una menor tendencia a agrietarse por secado, ya que las grietas por secado producen concentraciones de esfuerzo que se pueden propagar con la retracción térmica.

La meta será pues alcanzar el contenido mínimo de materiales cementantes que den la resistencia de diseño y el factor limitante será normalmente la necesidad de dar cierta trabajabilidad a la mezcla. Para compensar los problemas de trabajabilidad será necesario tomar otras medidas como es la especificación en la utilización de poderosos vibradores que permitirán trabajar con concretos de muy bajo revcnimiento.

Una de las medidas más comunes que se utilizan para disminuir la cantidad de cemento en el concreto es utilizar dos o más mezclas diferentes en la presa dependiendo del tipo exposición a que estará sujeta. De esta manera, es común que la zona exterior del monolito de concreto que se está colando tenga un concreto más rico, en que la relación agua/cemento sea menor, para que le dé mejores características de durabilidad e impermeabilidad, pero en el interior, donde no se verá sujeto al intemperismo, la mezcla sea más pobre. Esto resulta muy benéfico, ya que en la parte interior, donde el calor quedará atrapado, será donde se genere menor cantidad de calor mientras que en la parte externa, donde el calor puede escapar, se generará más. El espesor de la capa más rica varía

⁵³ Carlson et. al; Causes and control of cracking in unreinforced mass concrete; p. 826

entre 1.5 y 3 metros. El principal factor para decidir esto es el método y equipo de colocación del concreto. Ambos concretos se colarán simultáneamente, por lo que los dos concretos quedarán unidos mediante una zona de transición producida en el momento del vibrado.

A continuación se presentará un método para estimar las proporciones de los diferentes materiales que deberán combinarse para producir concreto. Debe tenerse en cuenta que las condiciones específicas pueden variar, por lo que a partir de estos resultados deberán hacerse pruebas de laboratorio para corroborar que los resultados reales son congruentes con el diseño. El método propuesto a continuación está basado en las recomendaciones hechas por el comité 211.1 del ACI.⁵⁴

Procedimiento

1- Primero se deberán determinar todos los requisitos relacionados con las propiedades que deberá tener el concreto como son:

- Resistencias y edades de prueba especificadas
- Revenimiento
- Tamaño máximo de agregado que se puede emplear
- Máxima temperatura de colado prevista
- Rango de contenido de aire
- Condiciones de exposición
- Velocidades previstas de agua (cuando el concreto está expuesto a agua corriente)
- Requisitos en la calidad del agregado
- Propiedades del cemento y puzolanas

2 – Se deberán obtener las propiedades esenciales de los materiales a utilizar. Para ello es muy importante que las pruebas sean sobre cantidades representativas. Las características mínimas que deberán de conocerse son las siguientes:

- Análisis granulométrico de todos los agregados

⁵⁴ ACI 211.1; Proporcionamiento de mezclas Concreto normal, pesado y masivo

- Peso específico de los agregados
- Absorción de los agregados
- Forma de las partículas de los agregados gruesos
- Módulo de finura del agregado fino
- Peso específico del cemento pórtland y de las puzolanas
- Propiedades físicas y químicas del cemento pórtland y de las puzolanas
- Características de los aditivos químicos

3 – Al igual que en cualquier concreto, la resistencia y la durabilidad están en función de la relación agua/cemento. Para determinar la relación agua/cemento deberán utilizarse las dos tablas que se muestran a continuación. Una se refiere a la resistencia, mientras que la otra se refiere a la durabilidad. Deberá seleccionarse la menor relación. La relación por durabilidad está en función de la exposición, uso y ubicación de la obra, mientras que la relación por resistencia depende de la forma del agregado grueso y la resistencia a compresión en cilindros.

Tabla 3.6 Resistencia a compresión en cilindros en mezclas con aire incluido para diversas relaciones de agua cemento y forma de agregado		
Relación agua /cemento en peso	Resistencia a compresión f'_c a los 28* días MPa (Kg/cm²)	
	Agregado natural	Agregado triturado
0.4	31.6 (316)	35.0 (350)
0.5	23.9 (239)	26.7 (267)
0.6	19.0 (190)	21.8 (218)
0.7	14.8 (148)	17.5 (175)
0.8	11.2 (112)	13.3 (133)

* En el caso de la utilización de puzolanas la resistencia estará dada a 90 días

Tabla 3.7 Relaciones agua/cemento máximas permisibles para secciones masivas por criterios de durabilidad

Ubicación de la estructura	Relación agua/cemento por peso	
	Clima severo	Clima templado
Al nivel del agua en estructuras hidráulicas donde es posible la saturación intermitente	0.50	0.55
Porciones no expuestas de estructuras masivas	Sin límite	Sin límite
Estructuras normalmente expuestas	0.50	0.55
Inmersión continua y completa en agua	0.58	0.58
Exposición a aguas subterráneas fuertemente sulfatadas u otros líquidos corrosivos	0.45	0.45
Concreto sometido a flujo de agua a alta velocidad >12 m/s	0.45	0.45

4 – Se deberá estimar la cantidad de agua de mezclado. La cantidad de agua de mezclado estará dada fundamentalmente por el tamaño máximo de agregado y el revenimiento deseado, también influye el aire incluido y la forma del agregado grueso en la cantidad de agua necesaria. Para calcularla se puede utilizar la tabla que se presenta a continuación. En concretos masivos el revenimiento es normalmente de 38 a 50mm.

Tabla 3.8 Requerimiento de agua de mezclado para diferentes revenimientos y tamaños de agregado

Revenimiento [cm]	Agua [kg/m ³] para concreto con diferente tamaño máximo de agregado [mm]							
	9.5	12.5	19	25	38	50	75	150
Concreto sin aire incluido								
2.5 a 5	207	199	190	179	166	154	130	113
7.5 a 10	228	216	205	193	181	169	145	124
15 a 17.5	243	228	216	202	190	178	160	-
Concreto con aire incluido								
2.5 a 5	181	175	168	160	150	142	122	107
7.5 a 10	202	193	184	175	165	157	133	119
15 a 17.5	216	205	197	184	174	166	154	-

Notas:

- El empleo de aditivos reductores de agua pueden disminuir la cantidad de agua requerida entre un 5% a 10% dependiendo del aditivo utilizado.
- En el caso de utilizar agregados redondeados se puede reducir en 18 kg /m³ la cantidad de agua en concretos sin aire incluido, y en 15 kg /m³ para concretos con aire incluido.
- Obsérvese la gran importancia de aprovechar una dimensión mayor en el tamaño máximo de agregado, así como la gran aportación en el uso de aditivos inclusores de aire.

5 – Se seleccionará el contenido de aire en función a la tabla 3.5 de recomendaciones de acuerdo con el tamaño máximo de agregado.

6 – Se calculará la cantidad de cemento requerido para la relación agua/cemento determinada en el paso 3 y la cantidad de agua calculada en el punto 4.

7 – Se determinará el volumen absoluto de los materiales aglutinantes, contenido de agua y aire con los valores obtenidos en los pasos 4, 5 y 6. Se deberá determinar también los volúmenes absolutos individuales del cemento y la puzolana mediante las siguientes ecuaciones.

$$\begin{aligned}
 V_{c+p} &= \frac{C_w}{\gamma_c(1000)} \\
 V_c &= V_{c+p} \cdot (1 - F_p) \\
 V_p &= V_{c+p} \cdot (F_p)
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

Donde:

V_{c+p} = Es el volumen de cemento más puzolana

V_c = Es el volumen de cemento

V_p = Es el volumen de puzolana

C_w = Peso de cemento p rtland equivalente calculado en el paso 6

γ_c = Peso específico del cemento

F_p = Porcentaje en volumen de puzolana a utilizar en la mezcla expresada como fracción decimal

8 – Se obtendrá el porcentaje de agregado grueso dentro del volumen total de agregado con base en el tamaño máximo de agregado, la forma del agregado grueso y el módulo de finura de la arena. Para conocer este porcentaje cuando se empleen agregados con TMA de 75 ó 150 mm se utilizará la siguiente tabla.

Tabla 3.9 Porcentaje del agregado grueso sobre el agregado total por volumen cuando se emplea agregado fino natural (N) o manufacturado (M)								
Módulo de finura	2.40		2.60		2.80		3.00	
Tipo de arena	N	M	N	M	N	M	N	M
TMA 150 mm triturado	80	78	79	77	78	76	77	75
TMA 150 mm redondeado	82	80	81	79	80	78	79	77
TMA 75 mm triturado	75	73	74	72	73	71	72	70
TMA 75 mm redondeado	77	75	76	74	75	73	74	72

En la actualidad existen programas de software capaces de diseñar estas proporciones basándose en las características de forma y granulometría de los agregados para obtener una combinación ideal.

9 – Se calculará el volumen absoluto de agregado total dentro de la mezcla. Esto se hará restando del volumen unitario los volúmenes calculados en el paso 7 (cemento, puzolana, agua y aire). Después, con la información del paso 8, se obtendrá el volumen correspondiente a agregado grueso y fino.

10 – Se establecerán las proporciones de cada fracción de agregado grueso que deberán combinarse para obtener la granulometría ideal combinada.

11 – Se convertirán todos los volúmenes absolutos de los componentes de la mezcla a peso por unidad de volumen.

12 – Verificar que la cantidad de mortero es suficiente para que sea trabajable la mezcla. A partir de los volúmenes absolutos calculados anteriormente, calcular la cantidad de mortero

y compararla con la recomendada en la siguiente tabla. La cantidad de mortero se calcula como la suma del volumen de la arena, agua, aire, cemento y puzolana.

TMA 150 mm triturado	0.39 ± 0.01
TMA 150 mm redondeado	0.37 ± 0.01
TMA 75 mm triturado	0.44 ± 0.01
TMA 75 mm redondeado	0.43 ± 0.01

Como ya se ha mencionado, una vez teniendo estos valores preliminares, será conveniente hacer pruebas en laboratorio para corroborar que los resultados obtenidos son congruentes con lo esperado, ya que existen una gran cantidad de factores imposibles de considerar a priori. Sin embargo, los resultados de aplicar este procedimiento son muy buenos para obtener índices de cómo deberán combinarse los materiales y principalmente para darse cuenta de cuáles y cómo afectan cada uno de los factores que intervienen en la mezcla.

Un aspecto en el que debemos de tener mucho cuidado es que aún los resultados obtenidos en el laboratorio no representan la realidad, por lo cual la persona encargada de diseñar la mezcla debe saber correlacionar la información del laboratorio con la que obtendrá en campo. Una de las principales diferencias que se tienen es que en las pruebas ordinarias de laboratorio deberán eliminarse las partículas mayores a 1.5 pulgadas mediante un tamiz. Este proceso se hace cribando el concreto ya mezclado. Por lo tanto, habrá que hacer correcciones para conocer el valor que se obtendría utilizando todas las partículas.

Debido a las características tan particulares del concreto, se requiere que el proceso de pesado y mezclado se haga bajo las más estrictas normas de calidad. Es muy importante que se mantengan controles de los límites en que pueden variar las especificaciones. Para producir concreto con calidad uniforme a gran escala es necesario utilizar los equipos más precisos y efectivos posibles. En una mezcla común de concreto masivo será necesaria la combinación de por lo menos 11 diferentes ingredientes (4 gravas, arena, cemento, puzolana, agua, hielo, aditivo inclusor de aire y reductor de agua) por lo que se entiende la

gran importancia que tiene el que su calidad sea uniforme y el pesado se haga con toda precisión. Además, es muy importante que el mezclado sea correcto.

Un punto que es de suma importancia y que debe ser medido constantemente es la humedad en los agregados. Debido a que las mezclas de concreto masivo son sumamente secas, una pequeña fluctuación en la cantidad de agua en la mezcla es suficiente para cambiar en forma importante la consistencia del concreto fresco. La mayor parte de estas fluctuaciones son producto de la humedad en la arena, por lo que ésta debe ser medida constantemente para poder hacer los ajustes requeridos en el agua de mezclado. Otro aspecto que debe cuidarse mucho es la humedad de la grava, en especial en los casos en que se utiliza algún sistema de preenfriamiento (que veremos más adelante) con agua.

3.2 Proceso constructivo - Utilización de juntas, dimensión de bloques y tiempo entre los colados

Otra forma muy importante de disminuir o controlar el agrietamiento en el concreto masivo de presas, es la correcta utilización de las juntas. Mediante la utilización de juntas es posible controlar el tamaño de los bloques de tal manera que la restricción no sea tan grande y por lo tanto los esfuerzos a tensión no provoquen grietas. El USBR define las juntas como grietas diseñadas, localizadas donde pueden ser controladas y tratadas para minimizar sus efectos indeseables.⁵⁵

Existen dos tipos fundamentales de juntas, las de contracción o expansión y las de construcción:

Juntas de contracción - Son juntas que se localizan en las estructuras con el fin de permitir los cambios volumétricos que se llevarán a cabo después de los colados. En el caso de las

⁵⁵ USBR; op. cit; p. 137

presas su objetivo es prevenir la formación de grietas cuando la estructura se contraiga debido a la caída en la temperatura.

Juntas de construcción– Son juntas que facilitan la construcción y permiten la instalación de los elementos que quedarán embebidos en el concreto. Las juntas de construcción se definen como la superficie de concreto previamente colocado contra la cual un nuevo concreto deberá adherirse, cuando el concreto previamente colocado ya ha fraguado y se ha endurecido al grado que no se pueden integrar ambos colados mediante vibrado. La mayor parte de las juntas constructivas son planeadas desde el diseño, aunque existen algunas producidas durante el proceso constructivo.

Un estudio juicioso y exhaustivo permitirá un buen control sobre las grietas si se utilizan de forma adecuada las juntas. El espaciamiento de éstas obedece a una gran cantidad de factores que se expondrán más adelante.

La utilización de juntas, al igual que el espesor de los bloques de concreto y el tiempo que deberá esperarse entre dos colados, es muy importante dentro del marco global del proceso constructivo de la presa. Los elementos estudiados en esta sección están íntimamente relacionados con las otras medidas que se utilicen para disminuir el aumento en la temperatura, especialmente con el preenfriamiento y el postenfriamiento, procesos que estudiaremos más adelante.

3.2.1 Juntas de contracción

Juntas Transversales - Para disminuir y controlar las grietas, las presas de concreto son normalmente construidas en bloques separados por juntas transversales. Estas juntas son verticales, y se extienden desde la cimentación hasta la parte superior de la presa. Estas juntas son normales al eje de la presa y son continuas desde aguas arriba hasta aguas abajo.

Juntas Longitudinales – En presas que son muy grandes es necesario colocar juntas longitudinales en los bloques formados por las juntas transversales. Las juntas

longitudinales son verticales y paralelas al eje de la presa. Las juntas longitudinales son colocadas al tresbolillo, con un traslape de por lo menos 7.5 m.

Las juntas de contracción deben ser construidas de tal manera que no exista ninguna unión con los bloques adyacentes separados por la junta. El objetivo es que cada bloque independiente pueda sufrir su propio cambio volumétrico sin ninguna restricción debida a los bloques colindantes. En los casos en que se tienen juntas longitudinales, la construcción de la presa consiste en la colocación de una serie de grandes columnas contiguas.

Dependiendo del tipo de presa y de su diseño estructural, la presa puede trabajar como un solo monolito o como varios monolitos independientes estables por sí mismos. Cuando son aprovechadas las laderas para descargar los esfuerzos en la estructura, es obligado el funcionamiento monolítico de toda la presa. Según sea el caso, las juntas de contracción deberán ser inyectadas o no. Si se desea que toda la presa funcione como una sola pieza, entonces todas las juntas transversales deberán ser inyectadas mediante una lechada tras la contracción térmica. Por el contrario, si cada bloque es independiente y no requiere interactuar con los demás, entonces las juntas no requerirán ser inyectadas y la colocación de sellos entre monolitos para evitar las filtraciones será suficiente. Sea cual sea el caso del funcionamiento estructural, todas las juntas longitudinales deberán ser inyectadas, ya que el funcionamiento monolítico en este sentido siempre es necesario. La inyección de la lechada deberá hacerse una vez que cada bloque haya alcanzado su temperatura definitiva y por lo tanto su volumen final.

Espaciamiento entre juntas transversales— La localización de las juntas transversales está dictada en gran medida por los aspectos físicos de la boquilla y de los detalles de las estructuras complementarias como son las tomas, los vertedores, etc. Sin embargo, es posible reubicar estas estructuras para tener un mejor espaciamiento entre las juntas teniendo en mente un diseño global más satisfactorio. Probablemente la consideración más importante para ubicar las juntas transversales es el estudio del control de la temperatura.

Si las juntas están muy separadas habrá una retracción excesiva, provocando grandes esfuerzos dentro de cada bloque, por lo que se formarán grietas. Por el otro lado, si las juntas se encuentran muy cercanas entre sí, los bloques se encogerán muy poco y la abertura entre ellos será muy pequeña dificultando la inyección de la lechada. Aunque no es obligado, es muy deseable que la distancia entre juntas sea uniforme para que las aberturas entre los bloques en el momento del inyectado sean iguales.

Un aspecto fundamental que a cuidarse es que el tamaño del bloque esté en concordancia con la capacidad de la planta y los métodos de colocación del concreto, ya que debe poderse colar todo el ancho del bloque mientras el concreto todavía esté fresco.

Anchos de bloque de 15 m han sido utilizados de forma muy satisfactoria en una gran cantidad de presas. Con la utilización de retardantes de fraguado se han podido construir bloques de hasta 24 m de ancho, pero no es muy recomendable. En bloques menores a 9 m ha sido necesario enfriar en exceso los bloques a fin de poder obtener una abertura propicia para poder inyectar la lechada.

Espaciamiento entre juntas longitudinales— El ancho de una presa está dado por razones estructurales. Cuando está longitud es muy grande, la sección puede ser dividida en dos o más bloques separados por juntas longitudinales.

La distancia entre las juntas longitudinales básicamente debe seguir las mismas reglas que las referentes a las juntas transversales excepto que la longitud del bloque no está relacionada con la capacidad de la planta de concreto, ya que cada bloque es construido comenzando aguas arriba hasta alcanzar su ancho y espesor total y colando progresivamente hacia aguas abajo. Generalmente, el tamaño está íntimamente relacionado con las medidas tomadas para mitigar la magnitud en la caída de la temperatura; entre más rígidas sean éstas, más largos podrán ser los bloques. De acuerdo con la experiencia de muchas obras no se recomienda utilizar bloques mayores a los 60 m. Además, existe una relación directa entre la longitud del bloque y la máxima caída de la temperatura, ya que las

dimensiones del bloque están íntimamente relacionadas con la restricción que tiene éste a contrarse (la restricción se estudió en el capítulo 2).

Se han llegado a utilizar bloques mayores a 60 m. pero en esos casos han requerido muy estrictos controles de temperatura que deben ser estudiados ex profeso.

La experiencia ha mostrado que una relación entre el largo y el ancho del bloque menor de 2 a 1 reduce el riesgo de agrietamiento. Aunque esta recomendación no es obligada, será aconsejable seguirla cuando sea posible.

3.2.2 Altura de las hiladas

La determinación del espesor de la hilada debe ser evaluada desde dos aspectos fundamentales, el económico y el referente al control en la temperatura. En cuanto al factor económico, debe considerarse que entre mayor sea la altura de cada hilada menor será el número de juntas constructivas, y por lo tanto se ahorrará en el proceso que debe seguirse para limpiar cada junta antes de un nuevo colado.

Desde el punto de vista del control en la temperatura deben considerarse varios aspectos. Dependiendo de los controles de temperatura que se vayan a utilizar será como se evalúe la dimensión de la hilada.

Cuando no se utiliza ningún sistema de preenfriamiento la temperatura del concreto será similar a la del ambiente. En estos casos una porción considerable del calor que se genere será disipada por la superficie superior de la hilada, especialmente en climas templados. En estos casos será recomendable tener una capa delgada ya que esto permitirá que mayor cantidad de calor escape y por lo tanto el aumento en la temperatura sea menor.

Por el contrario, cuando se utiliza un sistema de preenfriamiento, el concreto se encontrará en el momento de su colocación a una temperatura menor que la del ambiente, por lo que en lugar de disipar calor, estará absorbiéndolo del aire que lo circunda, especialmente en climas calurosos en que la diferencia entre la temperatura de colocación y la del ambiente

son amplias. Por lo anterior, cuando se utilizan sistemas de preenfriamiento es muy recomendable la utilización de mayores espesores de hiladas, que reduzcan este intercambio de calor.

En el caso en que se utilicen sistemas de postenfriamiento no se recomienda utilizar espesores de hilada muy grandes, ya que, como veremos más adelante, los serpentines se colocan usualmente sobre cada junta constructiva, y si éstas están muy separadas entre sí, se pueden formar gradientes de temperatura no recomendables durante la operación del sistema de postenfriamiento.

De acuerdo con lo anterior, se recomienda utilizar espesores de hilada de 1.5 m en presas cuyo concreto no va a ser preenfriado o cuando se aplicará algún sistema de postenfriamiento. En los casos en que se utilice el preenfriamiento se recomienda una altura de bloque de 2.3 m. Mayores espesores de hilada resultan muy difíciles de construir, además de que el incremento de temperatura se asemejaría al aumento adiabático.

También se recomienda que en las hiladas cercanas a la cimentación se limiten aún más los espesores, ya que la restricción es muy alta, por lo que es deseable que el aumento en la temperatura sea mínimo. En las primeras hiladas se recomienda utilizar alturas de 0.75 m por colado y esperar un mínimo de 3 a 5 días para el siguiente.

3.2.3 Tiempo de espera entre colados sucesivos

El tiempo entre colados sucesivos es un factor que también debe estudiarse dentro del diseño del control de la temperatura. Al igual que el espesor de las hiladas el tiempo entre los colados obedece fundamentalmente a las medidas que se estén tomando para enfriar el concreto y a la capacidad de la planta de concreto para poder surtir toda la obra

Cuando se está utilizando preenfriamiento, no existe ninguna razón para buscar retrasos entre la colocación de bloques sucesivos. Ya que el concreto inicialmente está absorbiendo calor del ambiente, resulta ventajosa la colocación de una nueva capa de concreto frío sobre

el bloque anterior lo antes posible. En estos casos, el tiempo entre dos colados está dado por la capacidad de la planta para abastecer de concreto a todos los monolitos que deberán ser colados simultáneamente y por el tiempo requerido para limpiar la junta. Normalmente, toma un mínimo de 3 días poder colocar una nueva hilada, aunque en presas muy grandes puede ser necesario esperar entre 6 o 7 días para poder volver al colado de un determinado bloque.

Cuando no se utiliza preenfriamiento, la mayor cantidad de calor escapa por la superficie superior, por lo que es necesario forzar un periodo de espera entre la colocación de una hilada y otra. En estos casos, la espera normal es de 5 días como mínimo, lo que permite aproximadamente un par de días de enfriamiento después de que se alcanza la temperatura pico.

Es muy importante evitar una excesiva exposición del concreto, ya que entonces el concreto puede enfriarse demasiado aprisa y agrietarse. Por ello se recomienda cubrir cada capa de concreto dentro de los primeros diez días. Otra recomendación importante es que si llegan a pasar 14 días entre un colado y otro, debe considerarse una restricción total (100%) entre la primer hilada y la nueva, por lo que la segunda hilada tendrá que ser colado con las mismas medidas que las hiladas en la cimentación.

De acuerdo con lo estudiado en los dos puntos anteriores, la utilización del preenfriamiento puede dar una enorme ventaja en la rapidez de construcción a la obra, ya que mediante una buena combinación de espesores de bloque y tiempos de espera entre dos colados se pueden ahorrar muchos días. Mediante espesores de 2.3 m contra espesores de 1.5 m se ahorra una tercera parte de juntas. Si a eso le sumamos que entre cada bloque de 2.3 m solamente tenemos que esperar 3 días contra los 5 días que se requieren por cada bloque de 1.5m la diferencia en tiempo se vuelve enorme. Mientras que sin el uso de preenfriamiento tomaría 31 días (6 días de colado más 25 días de espera) levantar 9m un monolito, mediante el uso del preenfriamiento se puede alcanzar la misma altura en tan solo 13 días (4 días de colado más 9 días de espera).

3.2.4 Diferencia altura entre monolitos colindantes

Normalmente se especifica la diferencia de altura entre los distintos monolitos de la presa durante su construcción. Desde el punto de vista del control de temperatura, el que todos los monolitos tengan una altura similar permite tener una temperatura uniforme en toda la estructura. Esto tiene varias ventajas, la principal es que se tiene un patrón de comportamiento similar en todas las juntas de contracción, permitiendo que todas sean inyectadas dentro del un mismo periodo de tiempo, o que inclusive puedan ser selladas antes de concluir la construcción, permitiendo que la presa se empiece a llenar antes de terminar la obra.

Otra ventaja de que todos los monolitos crezcan a la misma velocidad es que se reduce el tiempo que cada bloque está expuesto, evitando cambios bruscos o gradientes de temperatura dentro de estos. Si se está trabajando en clima frío, la diferencia de alturas entre bloques adyacentes debe ser limitada al mínimo necesario para poder trabajar.

Usualmente se recomienda que para monolitos colindantes la diferencia máxima de alturas sea de 7.5 m para hiladas de 1.5 m y de 9 m para espesores de 2.3 m. También es aconsejable que la diferencia máxima entre el bloque más alto de la presa y el más bajo sea de 12 m para hiladas de 1.5 m y de 16 m para espesores de 2.3 m.⁵⁶

3.3 Preenfriamiento del concreto

Una de las medidas más poderosas para reducir la temperatura pico es bajar la temperatura de colocación. Esta medida tiene muchas ventajas, en primer lugar, como se estableció en el capítulo anterior (2.4.6) el máximo aumento de la temperatura es una función de la temperatura de colocación, por lo tanto, entre menor sea ésta, menor será el aumento de la temperatura del elemento, además, como el aumento de la temperatura será más lento, existirá mayor posibilidad de flujo de temperatura con el cimientado o la hilada de abajo, lo

⁵⁶ Ibidem; p. 130

que permitirá una menor restricción. Otra gran ventaja de reducir la temperatura de colocación es abafir la diferencia de temperatura que existirá entre la temperatura pico y la temperatura de equilibrio, ya que si colocamos el concreto lo suficientemente frío para que después del proceso de hidratación, la temperatura se eleve solamente unos pocos grados arriba de la temperatura de equilibrio, solamente existirá un diferencial de temperatura pequeño, que podrá ser tolerado por la capacidad de deformación del concreto, y se evitará el agrietamiento. Además, el concreto a temperaturas bajas es más trabajable y fluido, lo que lo hace más fácil de colocar y puede permitir un ahorro en el consumo de agua. El concreto no deberá colarse a menos de 5°C, ya que se corre el riesgo del congelamiento del concreto.

3.3.1 Cálculo de la temperatura de colocación

De acuerdo con lo visto en el capítulo anterior, podemos calcular la temperatura a la que debemos colocar el concreto para que no existan agrietamientos en la estructura.

De las ecuaciones 2.8 y 2.15 tenemos que:

$$C \geq K_f \alpha \cdot \Delta T \quad [2.8]$$

$$\Delta T = T_{cr} + \Delta T_m - T_s \quad [2.15]$$

Si sustituimos la ecuación 2.15 en la 2.8 obtenemos:

$$C \geq K_f \alpha \cdot (T_{cr} + \Delta T_m - T_s)$$

Si despejamos la temperatura de colocación real obtendremos:

$$T_c \leq \frac{C}{K_f \alpha} - \Delta T_m + T_s \quad [3.3]$$

Para simplificar el problema, supondremos que la temperatura de colocación real será igual a la temperatura de colocación, es decir, despreciaremos por el momento el intercambio de calor que tendrá el concreto con el ambiente mientras se encuentre fresco pero ya colado.

Posteriormente haremos los ajustes necesarios. Un ajuste que sí debe ser considerado desde el principio es el relativo al aumento de temperatura en el proceso de transporte de la planta de mezclado al lugar de colocación, que usualmente se estima en 1.5°C, si no existen factores que influyan importantemente en él.

Nótese que la relación $C/\alpha K_r$, es la máxima diferencia de temperatura que puede soportar el concreto sin agrietarse.

$$T_{mc} = \frac{C}{\alpha K_r} \quad [3.4]$$

Donde:

- T_{mc} = máxima caída de temperatura admisible.
- C = capacidad de deformación por tensión
- K_r = grado de restricción
- α = coeficiente de expansión térmica

La capacidad a deformación por tensión que debemos utilizar deberá estar en función de la velocidad con la que se enfriará el elemento una vez que alcance su máxima temperatura. Si la disipación del calor se hará de forma gradual, entonces deberemos utilizar la capacidad de deformación por tensión obtenida de la prueba lenta, de lo contrario se deberá utilizar la prueba rápida. Si la pérdida de calor será rápida, entonces la temperatura de colocación deberá ser menor, ya que el concreto tendrá una menor capacidad de soportar la caída de temperatura.

3.3.2 Cálculo de la temperatura del concreto fresco

La temperatura del concreto fresco es función obviamente de la temperatura de los ingredientes que lo forman. Cada componente afecta en mayor o menor grado la temperatura del concreto, dependiendo de su capacidad térmica específica y su proporción dentro del concreto.

La capacidad térmica específica se define como la cantidad de calor necesaria para modificar en un grado la temperatura de una determinada cantidad de masa. Las unidades más comunes son el [kJ/kg°C], [kcal/kg°C], o [BTU /lb°F]. A continuación se muestra una tabla con las propiedades de capacidad térmica específica de los principales constituyentes del concreto:

Tabla 3.11 Capacidad térmica específica de los principales componentes del concreto^{57, 58}	
Material	Capacidad Térmica Específica [kJ/kg °C]
Grava	0.75-0.83
Arena	0.75-0.83
Agua	4.18
Cemento	0.88-0.91
Puzolana	0.84-0.91
Concreto	0.92

Temperatura inicial de cada uno de los elementos de la mezcla

El cemento durante su fabricación sale de los molinos a más de 100°C y se enfría a una temperatura entre 50 y 80 °C para ser almacenado. La conductividad térmica del cemento seco es muy baja, por lo que casi no pierde calor durante el tiempo de almacenamiento. Normalmente también es poco el calor que se pierde en el embarque, transporte y desembarque, por lo que el cemento llega a la planta para ser utilizado a una temperatura que fluctúa entre los 30 y 65 °C y en ocasiones aún más caliente. Se recomienda suponer una temperatura de 50 °C si no se tiene mayor información.

El agua normalmente tiene la temperatura promedio del ambiente en un tiempo largo, pero puede variar.

⁵⁷ ACI 207.4R; Cooling and insulating systems for mass concrete; p. 10

⁵⁸ WADDELL J J, et al; Concrete construction Handbook, 3rd edition; p. 203

Los agregados tienen normalmente la temperatura ambiente media mensual a la sombra, pero si se encuentran secos y se almacenan directamente en el sol su temperatura puede aumentar más de 6°C. Por otro lado, si se encuentran húmedos y en la sombra su temperatura puede ser unos 4°C menos.

Para calcular la temperatura a la que se obtendrá el concreto tras el mezclado, debemos de considerar la cantidad de cada componente en la mezcla, su capacidad térmica específica, y su temperatura inicial. Como veremos a continuación algunos componentes influyen de manera mucho más importante que otros. Para ejemplificarlo nos basaremos en una proporción típica de concreto masivo. La tabla que a continuación se muestra está hecha para un kg de concreto. Se ha hecho así para evidenciar más la participación de cada elemento dentro del concreto. En la práctica, para calcular las propiedades térmicas será más conveniente hacer esta misma evaluación por m³.

Componente	1	2	3	4	5	6
	Proporción en masa de la mezcla por kg	Cap. term. esp. de cada elemento	Cap. term. esp. del concreto	Temperatura inicial	Calor aportado a la mezcla por componente	% Calor aportado a la mezcla
	Frac. dec.	kJ/kg °C	kJ/kg °C	°C	kJ/kg	%
Agregado grueso	0.6701	0.75	0.5032	24	12	52.84
Humedad agregado grueso	0.0068	4.18	0.0285	24	0.68	2.99
Agregado fino	0.2118	0.75	0.1589	23	3.65	16.07
Humedad agregado fino	0.0104	4.18	0.0436	23	1.00	4.04
Cemento	0.0470	0.88	0.0413	49	2.02	8.89
Puzolana	0.0201	0.84	0.1685	23	0.387	1.70
Agua de mezclado	0.0329	4.18	0.1375	21	2.88	12.68
Total (Σ)	1.00		0.9299		22.71	100

- 1- Representa en fracción decimal la proporción de cada componente dentro del concreto. El total representa un kg de concreto. (En el ejemplo del capítulo 4 se estudia detalladamente como se pueden calcular los valores de la columna 1 con base en lo visto en la sección 3.1.2)
- 2- Capacidad térmica específica de cada componente.
- 3- Es la capacidad térmica específica ponderada de cada elemento en el concreto. Resulta de multiplicar la columna 1 por la 2. El total resulta ser la capacidad térmica específica del concreto 0.9299 kJ/kg°C
- 4- La temperatura inicial de cada componente
- 5- La columna 5 es la multiplicación de la columna 3 por la 4. Representa la cantidad de calor aportado a la mezcla por cada componente. El total es la cantidad de calor por kg de mezcla. 22.71kJ/kg
- 6- La columna 6 representa en porcentaje lo mismo que la columna 5.

- 7- Al calor total aportado por la mezcla se le debe añadir el calor absorbido en el proceso de mezclado. Este variará dependiendo del equipo utilizado, del tiempo de mezclado y otros factores. Se puede aproximar a 0.55 kJ/kg.
- 8- La temperatura de esta mezcla se calcularía como el total de calor (5) más el calor de mezclado entre la capacidad térmica específica del concreto (6). En este caso sería de 25°C.
- 9- En estos casos los cálculos se hacen por m³, en el ejemplo se hizo por kg para hacerlo más didáctico. Si se quisiera pasar a unidades de volumen simplemente sería necesario multiplicar todos los valores de la columna 3 por la densidad del concreto. Para el ejemplo sería 2492 kg/m³.
- 10- Para calcular el total de energía que debemos perder para que el concreto fresco esté a la temperatura que nosotros lo queremos, a la temperatura calculada en el punto 8 le restamos la temperatura de diseño. Esa diferencia la multiplicamos por la capacidad térmica específica del concreto y nos dará la cantidad de energía por kg que se deberá disipar.

De la tabla anterior podemos obtener varias conclusiones importantes sobre cuales son los principales elementos que contribuyen a dar la temperatura de la mezcla del concreto:

- La mayor parte del calor es aportado por los agregados ya que sumados aportan cerca del 70% del total, y el puro agregado grueso representa prácticamente la mitad de todo el calor en el concreto.
- El agua, a pesar de representar en la masa total, únicamente un 5% aporta casi el 20% del calor en la mezcla. Esto debido a su alto valor en la capacidad térmica específica.
- El cemento, a pesar de ser el componente con la mayor temperatura dentro del concreto, no resulta tan importante, ya que su aportación es únicamente del 9%.

De las conclusiones anteriores podemos deducir que nuestros esfuerzos para disminuir la temperatura del concreto deben centrarse en los agregados, especialmente el grueso y en el agua.

3.3.3 Métodos para enfriar los diferentes componentes del concreto

A continuación estudiaremos los diferentes métodos que existen para enfriar los componentes del concreto a fin de obtener una menor temperatura en el concreto fresco. Es probable que para alcanzar las temperaturas bajas de diseño sea necesario utilizar una combinación de varias de las medidas propuestas.

3.3.3.1 Enfriamiento del agua

Enfriamiento de agua de mezcla - En el concreto masivo el agua normalmente no representa gran parte del peso de la mezcla. Sin embargo, debido a su alta capacidad térmica el enfriarla puede ahorrar varios grados. Además resulta relativamente fácil de enfriar con respecto a los otros elementos. Cada kg de agua absorbe 4.186 kJ por cada grado Celsius que se eleve su temperatura, lo que representa casi 5 veces lo que absorbe un kg de cemento o agregado. Existen diferentes equipos para enfriar el agua como son, enfriadores de vacío, compresores y la utilización de nitrógeno líquido. El equipo seleccionado dependerá del volumen a enfriar y de razones económicas. Debe considerarse que comúnmente se utiliza agua fría para diferentes actividades además de su utilización en la mezcla, como puede ser para el enfriamiento de agregados o en sistemas de postenfriamiento.

El agua, por razones prácticas, se enfría sólo hasta 2 °C, ya que más fría requiere muchos controles de seguridad para que no se vaya a congelar causando deterioros en el equipo. La disminución en la temperatura se puede calcular como:

$$H_a = \frac{4.186 w_a \Delta T_a}{c_c} \quad [3.4]$$

Donde:

- H_a = Ahorro de temperatura debido al agua de mezclado [°C]
- w_a = Proporción en masa del agua de mezclado en un kg de concreto
- ΔT_a = Cambio de temperatura entre el agua antes y después de enfriar [°C]
- c_c = Capacidad térmica del concreto [kJ/kg°C]

Para el ejemplo que hemos estado desarrollando, el ahorro de temperatura sería de 2.8 °C

Enfriamiento mediante la utilización de hielo - Como vimos en el punto anterior el ahorro mediante el uso de agua no es demasiado significativo, sin embargo, la utilización de hielo

en sustitución del agua en la mezcla puede ser de gran utilidad para disminuir la temperatura en el concreto. Esto es debido a que el hielo absorbe una gran cantidad de calor al cambiar de su fase sólida a líquida. Cada kg de hielo que pasa a agua utiliza 334 kJ. Esta propiedad del agua ha sido utilizada en varias ocasiones con mucho éxito. El hielo puede ser llevado a la obra en bloques y triturado hasta obtener hojuelas, sin embargo hoy en día es común utilizar equipo especializado que produzca el hielo en la obra ya sea en forma de hojuelas o pequeñas donas. Es indispensable tener en cuenta que todo el hielo debe haberse derretido y combinado para el momento que termine el proceso de mezclado, por ello es muy importante que el hielo que se utilice se almacene a temperaturas bajas para que no se aglutine y se formen terrones mayores, cuya fusión podría requerir más tiempo. En caso de los agregados sean procesados en seco, solamente $\frac{3}{4}$ del total del agua podrá añadirse como hielo; si son procesados húmedos podrá utilizarse prácticamente toda el agua como hielo, únicamente dejando una pequeña porción para dosificar los aditivos. El hielo deberá ser dosificado por peso.

El ahorro en temperatura debido a la utilización de hielo se puede calcular como:

$$H_h = \frac{334w_h}{c_c} \quad [3.5]$$

Donde:

- H_h = Ahorro de temperatura debido a la utilización de hielo [°C]
- w_h = Proporción en masa del hielo en un kg de concreto
- c_c = Capacidad térmica del concreto [kJ/kg°C]

Para nuestro ejemplo, el ahorro utilizando 90% del agua en forma de hielo, sería de 10.6°C.

3.3.3.2 Enfriamiento del agregado grueso

Aunque la mayoría de las rocas tienen una capacidad térmica específica muy inferior a la del agua, es claro, de la tabla 3.12, que los agregados son los principales responsables de la temperatura del concreto, y en especial el agregado grueso. En condiciones climáticas muy severas, la única forma de alcanzar temperaturas satisfactorias es mediante el enfriamiento de los agregados. Existen diversos métodos para enfriar los agregados. De cualquier manera, sea cual sea el método utilizado, todos tienen un problema en común, el tiempo que se requiere para enfriar el agregado grueso, en especial cuando el tamaño máximo de agregado es de 150 mm. El problema del tiempo debe ser considerado en el momento de diseñar la planta de enfriamiento. Sea cual sea el método a utilizar, siempre es conveniente mantener los agregados a la sombra para protegerlos de la radiación solar, lo que puede disminuir o evitar que aumente su temperatura unos 2 a 3 °C.

Rocío con agua fría – El método menos costoso para disminuir la temperatura del agregado grueso es rociarlo con agua fría, sin embargo este sistema es muy limitado. La efectividad de este método depende en gran medida de las condiciones atmosféricas del lugar, como son la temperatura ambiente, la humedad relativa y el viento. La utilización del rociado con agua fría puede ser, sin embargo, un buen comienzo para combinarse con otro método, ya que puede ahorrarse energía en el proceso de enfriamiento. Aproximadamente se puede disminuir unos 3°C la temperatura de los agregados mediante este sistema. Existen algunas fórmulas para calcular la temperatura de las pilas de grava⁵⁹, sin embargo son muy complicadas y requieren la estimación de muchos valores difíciles de conocer, como son la radiación solar, la evaporación y la convección. Únicamente se requiere agua suficiente para producir evaporación. El rociado puede hacerse de forma intermitente. En pilas muy grandes, únicamente es necesario estar rociando el área del material que va a estar siendo retirado.

⁵⁹ Ibidem p. 20.3

Inmersión en agua fría – Este es uno de los métodos más efectivos. El sistema consiste en llenar un tanque con agua fría (la temperatura del agua varía según el grado de enfriamiento requerido y el tiempo que durará el proceso) y vaciar el agregado grueso dentro de éste. El agua fría es recirculada por todos los agregados y después es drenada. Posteriormente los agregados son retirados y vibrados para remover el agua en exceso. El proceso puede hacerse en varios tanques, uno para cada tamaño de agregado, ya que los agregados más grandes requieren más tiempo. Este proceso suele ser muy lento. Sin embargo, es muy efectivo, ya que puede bajar la temperatura del agregado grueso hasta llegar a una temperatura de $2 \text{ ó } 3 \text{ }^{\circ}\text{C}$, lo que provocaría una disminución muy importante en la temperatura del concreto. Es importante considerar en este procedimiento el tiempo para escurrir el agua en exceso, ya que si los agregados llegan demasiado húmedos habrá que hacer ajustes en el agua de mezclado. Otro factor que debe considerarse seriamente es que no debe existir gran fluctuación en la humedad del agregado tras el proceso, ya que esto provocaría un constante cambio en la cantidad que debe adicionarse para mezclado.

Circulación de aire frío – Este sistema consiste en hacer circular aire a bajas temperaturas (3°C) dentro de depósitos para el agregado grueso. Normalmente un ventilador introduce el aire frío dentro del depósito por la parte de abajo y sale por arriba para ser reenfriado. El procedimiento es muy lento (cerca de dos horas) por la baja transferencia de calor entre el agregado y el aire. Una ventaja es que no existen problemas de exceso de agua, además es bajo su costo de instalación. Este procedimiento también puede ser utilizado para mantener los agregados fríos una vez que otro procedimiento fue utilizado previamente. Este sistema puede enfriar el agregado grueso de forma eficiente hasta llegar a una temperatura de 4.5°C .

Enfriamiento mediante vacío – Este sistema se basa en dos fenómenos importantes. Primero, en la baja temperatura de ebullición del agua a bajas presiones y segundo, la gran cantidad de calor absorbido por el agua para cambiar de fase líquida a gaseosa. El procedimiento consiste en meter dentro de un silo sellado el agregado grueso húmedo, después disminuir la presión interior del silo, haciendo vacío, hasta obtener una presión absoluta de 6 mmHg o menor. A esta presión el agua se vaporizará a una temperatura de

aproximadamente 4°C. El calor necesario para cambiar de fase será absorbido del agregado, por lo tanto éste se enfriará. El proceso termina cuando el agua se haya evaporado por completo o la temperatura del agregado sea igual a la del vapor. El proceso dura entre 40 y 50 minutos, dependiendo de la temperatura a la que se encuentren los agregados originalmente. En el momento en que se requieren los agregados se rompe el vacío mediante la inyección de aire en el silo y se regresa a la presión atmosférica. Se ha logrado, en algunos casos, llegar a una temperatura de 1°C.

Para evaluar el ahorro de temperatura mediante el enfriamiento del agregado grueso podemos utilizar la siguiente ecuación:

$$H_g = \frac{0.75w_g \Delta T_g}{c_c} \quad [3.6]$$

Donde:

- H_g = Ahorro de temperatura debido al enfriamiento del agregado grueso [°C]
- w_g = Proporción en masa del agregado grueso en un kg de concreto
- ΔT_g = Cambio de temperatura entre el agregado grueso antes y después de enfriar [°C]
- c_c = Capacidad térmica específica del concreto [kJ/kg°C]

Nota: Aquí habría que tomar en cuenta el agua de absorción si ésta fue enfriada a la misma temperatura del agregado. Para tomar en cuenta esta disminución en la temperatura se utilizaría la ecuación 3.4.

Para el ejemplo que hemos estudiado los ahorros en temperatura en el concreto serían de 11.3°C para sistemas de inmersión (agregado grueso enfriado a 3°C), de 10.5°C para sistemas de aire frío (agregado grueso enfriado a 4.5°C) y de 12.4°C para procedimientos de vacío (agregado grueso enfriado a 1°C).

3.3.3.3 Enfriamiento de la arena

Existen diversas formas de enfriar la arena, aunque en general no son tan comunes ni tan prácticas. Una de las medidas más fáciles para enfriar la arena es utilizar agua fría durante su clasificación. El agua que se utiliza para clasificarla es drenada y después reenfriada. La arena ya fría se mantiene así por la humedad que contiene. Mediante este sistema, la arena puede ser enfriada a unos 7 °C. Sin embargo, tiene el problema de que la arena puede quedar demasiado húmeda y se tengan que utilizar otros procedimientos alternos para extraer el agua sobrante. Otro método muy utilizado es el de enfriamiento con vacío. Funciona igual que en el agregado grueso (de hecho se adopta este sistema para la arena cuando se utilizará para el agregado grueso). Sin embargo, deben hacerse algunas modificaciones para que resulte práctico. Entre estas modificaciones están el enfriar la arena en capas delgadas para permitir el movimiento del vapor. Mediante el enfriamiento por vacío se pueden alcanzar temperaturas en la arena de hasta 2°C. Otra medida comúnmente utilizada es utilizar intercambiadores de calor en los que se hace pasar agua fría a 2 ó 3 °C o agua salada a menores temperaturas. Mediante estos métodos se puede enfriar la arena a temperaturas de 5 a 10 °C.

El cálculo del cambio de temperatura en el concreto se calcula de la misma manera que en los casos anteriores:

$$H_g = \frac{0.75w_g \Delta T_g}{c_c} \quad [3.7]$$

Donde:

- H_g = Ahorro de temperatura debido al agregado fino [°C]
- w_g = Proporción en masa del agregado fino en un kg de concreto
- ΔT_g = Cambio de temperatura entre el agregado fino antes y después de enfriar [°C]
- c_c = Capacidad térmica del concreto [kJ/kg°C]

Nota: Aquí habría que tomar en cuenta el agua de absorción si ésta fue enfriada a la misma temperatura del agregado. Para tomar en cuenta esta disminución en la temperatura se utilizaría la ecuación 3.4.

Para el ejemplo en estudio, si se enfría la arena a 5°C, se puede bajar la temperatura del concreto 3 °C más. Si se considera el agua de absorción puede perderse un grado más.

3.3.3.4 *Enfriamiento del cemento*

Los materiales cementantes no se suelen enfriar comúnmente, ya que aunque pueden llegar a tener la mayor temperatura, no aportan una gran cantidad de calor a la mezcla. Además, ya que tienen que ser mantenidos secos, no se pueden utilizar la mayoría de los sistemas antes mencionados. Otro punto en contra del enfriamiento del cemento es que su conductividad es muy baja, por lo que resulta muy costoso enfriarlo. En algunas ocasiones, el cemento llega a enfriarse mediante intercambiadores de calor mediante bandas que están en contacto con tuberías por donde pasa agua fría. El cemento no debe enfriarse demasiado porque existe el riesgo de que se condense el agua del aire humedeciéndolo, por ello no debe estar por debajo de los 18 °C.

Otras medidas y combinación de éstas

Es muy común que se requiera la utilización de más de un método para lograr alcanzar la temperatura deseada. Por ello, es muy importante que el diseño de la planta de enfriamiento se haga de una manera integral que considere todas las diferentes operaciones para que se logre un máximo en el ahorro. El diseño deberá regirse por el procedimiento más económico. Para ello, se deben considerar tanto los costos de instalación como de operación, que pueden ser muy variables. Otro aspecto que debe considerarse es la necesidad de diferentes cantidades de refrigeración dependiendo de la época del año, en especial en lugares donde el clima resulta muy extremo. Una medida que se recomienda bajo cualquier circunstancia es la de pintar de blanco todas las superficies que estén en contacto con el concreto o sus componentes en los procesos de almacenamiento, transporte

y mezclado, como son los silos, pipas, mangueras, tuberías, camiones, equipo de mezclado, etc. Esto se hace con el fin de reflejar la radiación solar en lugar de absorberla. Las superficies blancas estarán más frías que las de otros colores.

Cuando la diferencia de temperatura entre el concreto y el ambiente es muy grande, el concreto absorberá calor del aire y el sol, lo cual modificará la temperatura real de colocación y por lo tanto la temperatura pico. Esto debe ser tomado en cuenta en el cálculo de la temperatura a la cual deberá fabricarse el concreto (punto 2.4.6.1). Mediante bruma artificial o sombra se puede minimizar este problema. Otra medida que ha sido de mucha utilidad es la de colar durante la noche.

3.4 Sistemas de postenfriamiento

Una de las medidas más poderosas para controlar la temperatura dentro del concreto es la utilización del postenfriamiento o enfriamiento artificial. Este método consiste en hacer circular agua por una red de tuberías dentro de los bloques de la estructura, una vez que estos han sido colados, con lo que se produce un intercambio térmico. Este sistema ofrece grandes beneficios, ya que al tener un control directo, prolongado y continuo, no solamente se puede reducir la temperatura pico del concreto sino que se puede controlar la temperatura de cada bloque a lo largo del tiempo, lo que da las siguientes ventajas sobre el enfriamiento natural:

- Cada bloque no solamente es enfriado por la parte superior sino también por abajo.
- El enfriamiento de los bloques de concreto puede hacerse de manera más uniforme evitando gradientes de temperatura.
- El enfriamiento puede prolongarse indefinidamente, sin interferencia de los demás colados.
- Se pueden cubrir todas las secciones de la presa.
- La intensidad del enfriamiento puede controlarse a voluntad variando la temperatura y gasto del agua.
- La estructura alcanza su temperatura y por lo tanto volumen definitivo en un periodo relativamente breve.

Los sistemas de postenfriamiento resultan muy complejos, ya que una mala operación puede producir grandes esfuerzos térmicos que tendrían consecuencias negativas, además su instalación y operación es muy costosa, por lo que únicamente se justifica su utilización en:

- Bloques de concreto donde la restricción es muy alta.
- Casos donde la temperatura debe ser abatida para obtener en un corto plazo un volumen estable y poder inyectar las juntas.
- En casos donde la estructura debe ser subenfriada para el inyectado de juntas.
- Donde existen juntas longitudinales.
- Los esfuerzos térmicos son muy altos y el probable agrietamiento pondría en riesgo la estructura y la utilización de otros sistemas resulta imposible o inefectiva.

Como ya estudiamos anteriormente, existen fundamentalmente dos formas en que pueden funcionar estructuralmente las presas: una es que cada monolito (rebanada vertical) de la presa funcione de forma independiente y por lo tanto sea estable por sí mismo, la otra es que exista interacción entre los monolitos y se transmita el esfuerzo de uno a otro. Muchas presas de gravedad no requieren esta interacción (nótese que sí se requiere forzosamente un trabajo monolítico en el sentido paralelo al cauce del río) y caen dentro del primer caso, sin embargo todas las presas de bóveda entran, por obvias razones, dentro del segundo. Como estudiamos en el punto anterior, las presas de concreto se construyen en bloques independientes con el fin de que las juntas de contracción permitan la libre deformación de los monolitos, evitando así la formación de grietas. En los casos en que se requiere un funcionamiento monolítico de la estructura, es necesario rellenar las juntas (transversales en todas las presas de arco y algunas de gravedad y en todos los casos en que existan juntas longitudinales) una vez que cada bloque ha alcanzado su volumen definitivo. Por otro lado, como hemos visto, el calor escapa del concreto de forma muy lenta y en el caso de los elementos muy grandes, como algunas presas, puede pasar mucho tiempo antes de alcanzar el equilibrio térmico. La tabla que se muestra a continuación fue calculada con la gráfica que aparece en el punto 2.8 y nos permite darnos cuenta del problema.

Tabla 3.13 Tiempo necesario para obtener una caída en la temperatura del 90%

Difusividad Térmica	Tiempo requerido para diferentes espesores de muro					
	3 m	6 m	15 m	30 m	60 m	120 m
0.06 m ² /día	31 días	125 días	2.1 años	8.6 años	34 años	137 años
0.08 m ² /día	24 días	98 días	1.7 años	6.7 años	27 años	107 años
0.12 m ² /día	17 días	68 días	0.9 años	4.6 años	19 años	74 años

Las cortinas de arco de pared delgada pueden enfriarse en un tiempo aceptable, sin embargo las cortinas de tipo gravedad o de arco gravedad requieren mucho más tiempo y de acuerdo con la tabla 3.13, los tiempos de espera serían totalmente inviables. En esos casos, es necesario utilizar otros medios además del enfriamiento natural. Mediante el uso del enfriamiento artificial es posible acelerar el enfriamiento y poder sellar las juntas durante el tiempo de ejecución de la obra. Incluso, es posible mediante este sistema enfriar el concreto a una temperatura menor a la de equilibrio (subenfriado), rellenar las juntas, y luego permitir suba la temperatura para tener esfuerzos de compresión en los bloques. De no ser por el postenfriamiento, muchísimas presas no habrían podido ser construidas ya que su periodo de construcción se hubiese prolongado inmensamente.

3.4.1 Diseño del sistema de tuberías⁶⁰

De acuerdo con la reducción de temperatura que se quiere lograr y las características del concreto, se puede diseñar el sistema de tuberías que se utilizará en el sistema de postenfriamiento. Las principales variables de diseño son las siguientes:

- Diámetro de la tubería
- Gasto en el flujo del sistema
- Espaciamiento vertical de las tuberías
- Espaciamiento horizontal de las tuberías
- Longitud de cada tubería
- Temperatura del agua
- Material de las tuberías
- Tiempo de utilización del sistema

⁶⁰ En esta sección se utilizarán unidades del sistema inglés debido a que todas las referencias consultadas se encuentran en este sistema y para el diseño del postenfriamiento se sugiere la utilización de nomogramas con unidades, por lo que resulta más sencillo hacer los cálculos en sistema inglés y al final hacer las respectivas transformaciones de unidades. Ver apéndice I para conversión de unidades.

De las variables que acabamos de mencionar en algunas se ha demostrado que existen valores óptimos que no tiene ningún sentido modificar, ya que el costo de cambiarlos no viene aparejado por un beneficio proporcional.

El diámetro de la tubería obedece a razones hidráulicas más que térmicas. Se busca utilizar el diámetro más económico que permita el paso del gasto de agua para una longitud dada con las menores pérdidas de carga. Entre más delgada sea la tubería, ésta será más barata, pero las pérdidas por fricción serán mayores, por lo que se incrementará el costo de bombeo. Se ha demostrado que tubería de 1 pulgada de diámetro externo da resultados ideales.⁶¹ El incremento en el diámetro prácticamente no tiene efectos sobre el enfriamiento del concreto. Otro aspecto muy importante es la utilización de tubería de pared delgada para un mejor intercambio de temperatura entre el agua y el concreto.

El gasto del sistema es otra de las variables que no se modifican de forma importante durante el diseño del postenfriamiento. Se ha visto que el aumento en el gasto beneficia de forma importante el enfriamiento hasta un flujo de 4 galones/minuto (0.25 l/s) en tuberías de 1". Si se aumenta al doble este gasto, es decir a 8 galones/minuto únicamente se reduce el tiempo de operación del sistema en un 20 o 25 % y se requiere aumentar al doble la capacidad de refrigeración instalada, además de que se incrementan las pérdidas de energía en la tubería, por lo que aumenta a más del doble el costo del bombeo.⁶² Con un gasto de 4 galones/minuto se asegura tener una velocidad por lo menos 4 veces mayor que la mínima para obtener flujo turbulento. El flujo turbulento incrementa la velocidad de transferencia de calor entre el concreto y el agua gracias a la convección.

El espaciado vertical es una variable que rara vez es objeto del diseño. En general las tuberías son colocadas sobre cada hilada. De esta manera, la distancia vertical entre un juego de tuberías y otro es la del espesor de la hilada. De acuerdo con algunos autores como Thomas⁶³, la colocación de las tuberías a los tercios de cada hilada puede ser muy beneficiosa. Sin embargo, se puede deducir que la colocación de las tuberías de esta manera

⁶¹ Waddell; Concrete construction handbook 2nd ed; p. 46-14

⁶² USBR; op. cit; p. 125

⁶³ Thomas; Design of large dams; p. 614

traería muchísimos problemas constructivos. Por lo tanto se considera natural colocar las tuberías sobre cada hilada. En las presas en que se utiliza el enfriamiento artificial, se utilizan normalmente hiladas de 1.5 m de espesor (5 ft).

De aquí podemos deducir que las tres variables más importantes dentro del diseño de los sistemas de postenfriamiento son el espaciamiento horizontal, la longitud de cada tubería y la temperatura del agua. Todo esto dentro del esquema de operación que considera el tiempo en que deberá operar el equipo.

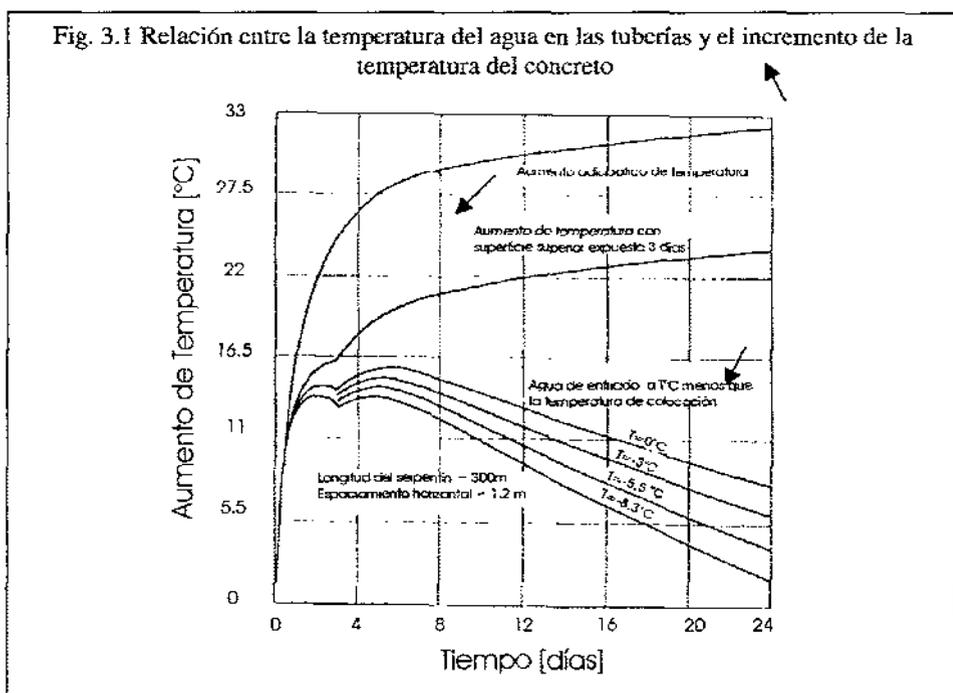
El espaciamiento horizontal es una de las variables que más se consideran dentro del diseño. El espaciamiento puede variar según la sección de la presa que se esté considerando. Entre más restricción al movimiento exista, más pequeña será la separación conveniente entre las tuberías, ya que se requiere un mayor control de la temperatura. Las separaciones comunes van de 2.5 ft (0.75 m) para bloques cercanos a la cimentación a 6 ft (1.8m) para secciones superiores de la presa. Es usual mantener un espaciamiento horizontal igual al vertical para tener un gradiente de temperatura uniforme, aunque esto no es necesario. Para mayor eficacia los tubos se suelen colocar al trespelillo en superficies sucesivas, esto es, cada tubo en el plano medio vertical de dos tubos de los bloques superior e inferior.

La longitud de cada tubería es otro de los factores de diseño importantes. Ya que el agua se irá calentando durante el recorrido, entre mayor sea el trayecto menos efectivo será el sistema. Se recomienda utilizar longitudes de tubería de 600 a 1200 ft (183 a 366 m), siendo 800 ft (244m) el valor ideal. Se recomienda hacer el menor número posible de empalmes en la tubería. También es importante considerar que todos los circuitos que sean surtidos por el mismo distribuidor deberán tener una longitud semejante, para uniformizar el efecto del enfriamiento.

La temperatura del agua que circula a través de las tuberías es un elemento fundamental en el diseño de los sistemas de enfriamiento artificial. El agua utilizada puede estar a la temperatura ambiente o refrigerada, según sea el requerimiento. Si el agua del río está a una

temperatura baja, puede ser bombeada para ser utilizada directamente, de lo contrario tendrá que ser refrigerada. El agua refrigerada se enfría normalmente a 3°C, pero en ocasiones donde se han requerido menores temperaturas se han llegado a utilizar soluciones de agua salada o agua con anticongelante a temperaturas de -1°C.

A continuación se muestran tres gráficas para que en forma cualitativa ilustren la importancia que tienen estos tres últimos parámetros dentro del diseño de los sistemas de postenfriamiento. Las gráficas fueron hechas con un concreto de difusividad de 0.0046 m²/h, en bloques de espesor de 1.5m y 3 días de exposición. La tubería utilizada fue de 1" de diámetro externo y un gasto de 4 galones/minuto. Se utilizaron 5.2 sacos de cemento tipo II por cada yarda cúbica de concreto.⁶⁴



⁶⁴ Townsend, Charles; Control of temperature cracking in mass concrete; ACI SP -20; p. 127-128

Fig. 3.2 Relación entre la longitud de la tubería y el incremento de la temperatura del concreto

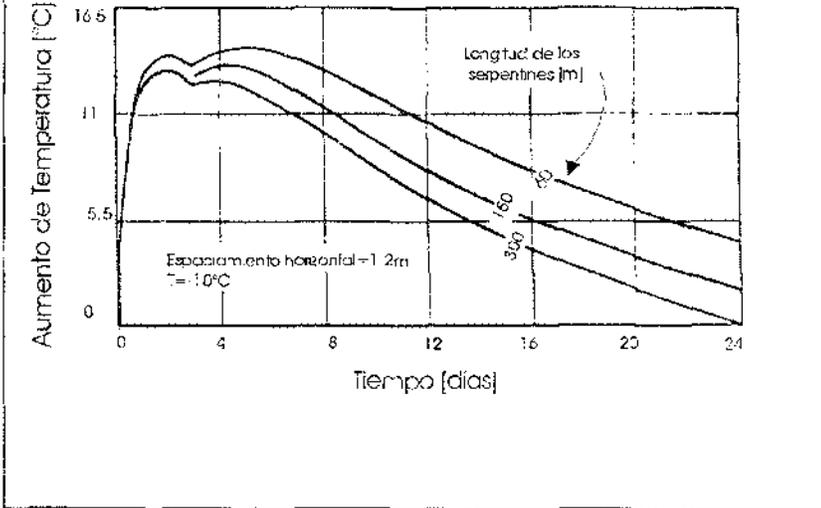
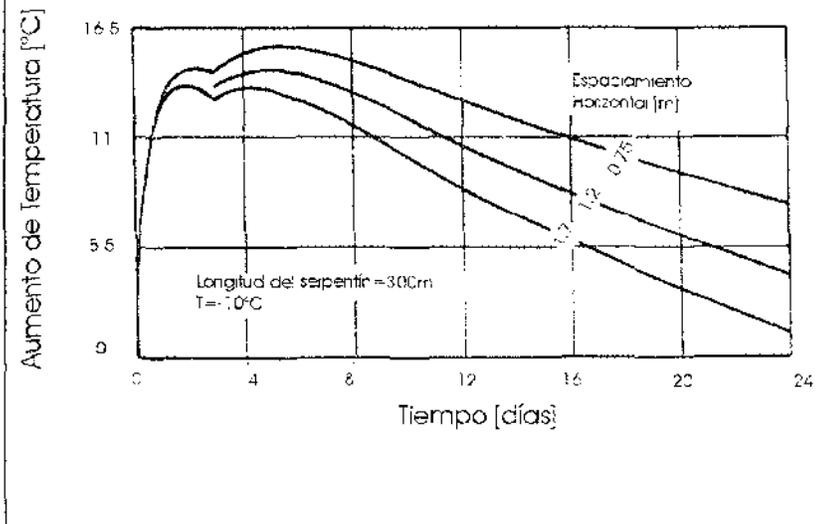


Fig. 3.3 Relación entre el espaciamento horizontal de las tuberías y el incremento de la temperatura del concreto

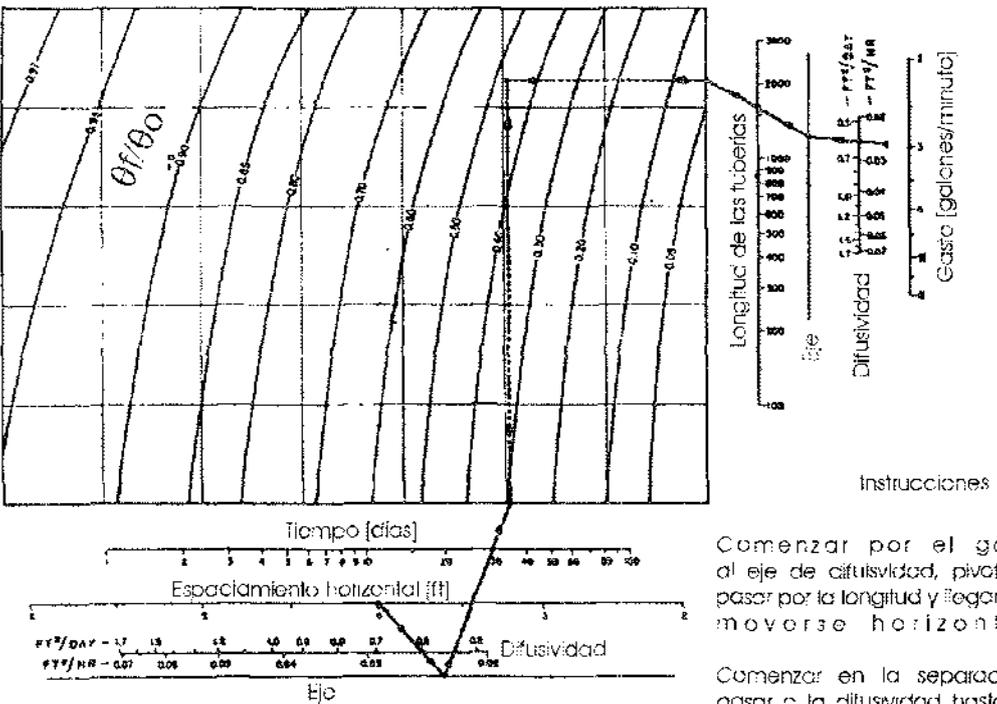


Existen varios métodos para diseñar el sistema de postenfriamiento. La mayoría están basados en la utilización de nomogramas que permiten combinar los distintos factores a fin de encontrar el diseño óptimo que resuelva el problema de forma satisfactoria. En el diseño será aconsejable seguir las recomendaciones que se hicieron anteriormente. De las diferentes soluciones que he encontrado en la literatura he decidido reproducir el método publicado por Rawhouser.⁶⁵ (Este método aunque viejo sigue siendo recomendado por el comité 207 del ACI, habiendo sido aprobado nuevamente en 1996). El método de Rawhouser es práctico y muy fácil de utilizar, además resulta muy didáctico y permite analizar de forma muy tangible el efecto de modificar alguno de los parámetros.

El método que a continuación se presenta supone la utilización de tuberías de 1" de diámetro externo y un espesor de hilada (espaciamiento vertical) de 1.5 m.. Además, es necesario conocer la difusividad del concreto que se utilizará. Mediante la utilización del nomograma (figura 3.4), se pueden combinar el espaciamiento horizontal, la longitud de la tubería, el gasto de agua, la temperatura del agua y el tiempo de operación del sistema para alcanzar la temperatura deseada. El nomograma no es adimensional, por lo que se debe tener cuidado al utilizarlo, ya que se encuentran en unidades del sistema inglés. Este método tiene la limitante de que considera que en el momento de la aplicación del postenfriamiento ya no existe generación de calor, algo que resulta falso si operación del sistema se hace simultáneamente con la hidratación del cemento. En esos casos se puede hacer un cálculo paso a paso conociendo la tasa de generación de calor y las condiciones de disipación al ambiente. El investigador que diseñó estos nomogramas también calculó otros dos que permiten conocer la distribución de la temperatura del concreto a lo largo de la tubería y la elevación de la temperatura del agua tras recorrer la tubería. Si el lector está interesado, puede encontrar estos dos nomogramas en la misma referencia antes citada.

⁶⁵ Rawhouser, Clarence; *Cracking and temperature control of mass concrete*; ACI Journal 1945

Fig. 3.4 Nomograma de Rawhouser para diseñar el sistema de tuberías en un sistema de postenfriamiento



Instrucciones

Comenzar por el gasto, pasar al eje de difusividad, pivotar en el eje, pasar por la longitud y llegar hasta la malla. Moverse horizontalmente.

Comenzar en la separación horizontal, pasar a la difusividad hasta llegar al eje, pivotar y pasar al tiempo y llegar hasta la malla. Moverse verticalmente. En la intersección leer la relación entre la diferencia de temperatura final a inicial.

Otro método para diseñar el sistema de tuberías que da resultados muy similares al anterior, es el publicado por el USBR.⁶⁶ Este método tiene la ventaja de que permite utilizar diferentes espaciamientos verticales, a diferencia del anterior que está limitado a espaciamientos verticales de 1.5m. El método del USBR utiliza una serie de curvas y dos parámetros adimensionales, derivados de las variables que ya hemos comentado previamente. Primero es necesario obtener una difusividad equivalente a partir del diámetro de influencia que tendrá la tubería en estudio. Esto se hace con base en la tabla siguiente:

Tabla 3.14 Difusividad equivalente a partir del espaciamiento de las tuberías

Espaciamiento		Diámetro [m]	Difusividad h^2_f
Vertical [m]	Horizontal [m]		
0.75	0.75	0.86	1.31 h^2
1.5	0.75	1.22	1.19 h^2
1.5	0.9	1.33	1.16 h^2
1.5	1.2	1.53	1.12 h^2
1.5	1.5	1.72	1.09 h^2
1.5	1.8	1.88	1.07 h^2
2.3	0.75	1.49	1.13 h^2
2.3	1.2	1.87	1.07 h^2
2.3	1.5	2.09	1.04 h^2
2.3	1.8	2.30	1.02 h^2
2.3	2.3	2.58	1.00 h^2
2.3	2.7	2.82	0.98 h^2
3	3	3.43	0.94 h^2

Después es necesario calcular los dos parámetros adimensionales que son:

$$\frac{KL}{c_w \rho_w q_w}$$

Donde:

- K = Conductividad del concreto
- L = Longitud de la tubería
- c_w = Capacidad térmica específica del agua
- ρ_w = Densidad del agua
- q_w = Gasto que fluye por la tubería

⁶⁶ USBR: op cit; p 121.

$$\frac{h^2 t}{D^2}$$

Donde:

- $h^2 t$ = Difusividad equivalente (tabla 3.14)
- t = tiempo
- D = Diámetro de influencia de la tubería (tabla 3.14)

Estos parámetros son adimensionales por lo que se puede utilizar cualquier sistema de unidades mientras sea consistente. Para fines prácticos es recomendable utilizar días como medida de tiempo. La conductividad puede ser calculada mediante la ecuación:

$$K = h^2 c_c \rho_c$$

donde: c_c y ρ_c son la capacidad térmica específica y densidad del concreto

Una vez calculados estos parámetros se utilizan las gráficas de la figura 3.5. De aquí se obtiene la relación:

$$\frac{\theta_f}{\theta_o}$$

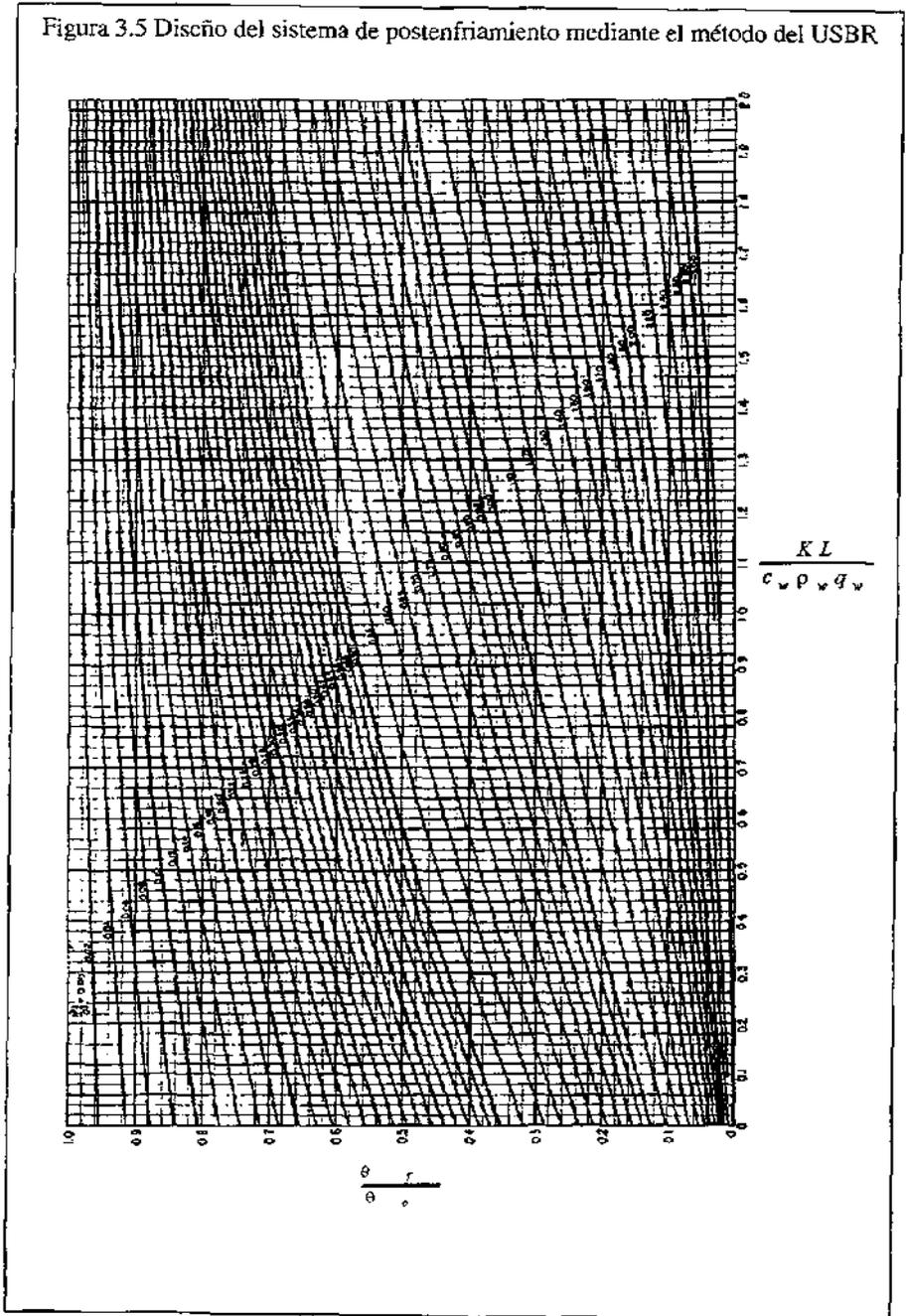
θ_f = Diferencia de temperaturas finales entre el concreto y el medio ambiente [°C]

θ_o = Diferencia de temperaturas iniciales entre el concreto y el medio ambiente [°C]

Para obtener resultados más precisos se pueden utilizar métodos de análisis con elemento finito, cuyo estudio escapa al alcance de esta tesis. Si se desea encontrar más información respecto a este análisis se puede consultar el artículo de Zhu Bofang.⁶⁷

⁶⁷ Zhu Bofang y Cai Jianbo, Finite Element Analysis of Effect of Pipe Cooling in Concrete Dams; ASCE, Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 115 No 4 Dec 1989 p 487-498.

Figura 3.5 Diseño del sistema de postenfriamiento mediante el método del USBR



3.4.2 Instalación del sistema de postenfriamiento

En el diseño deberá especificarse con toda claridad la colocación de cada una de las tuberías por donde circulará el agua. Las tuberías deberán colocarse en su posición lo más pronto posible tras el colado, con el fin de que se tenga más tiempo para revisar que se encuentren en buenas condiciones.

Las tuberías comúnmente se colocan en forma de serpentín a lo largo de la superficie de la hilada. De esta manera la misma tubería es capaz de cubrir una gran área.

Una vez colocadas las tuberías, deberán ser probadas mediante presión estática para revisar que no existan fugas. También se deben hacer pruebas con flujo de agua a través del circuito para revisar que no se hayan tapado durante su colocación, y, en su caso, localizar el problema y corregirlo. Es muy importante que el sistema funcione bien, ya que no es posible hacer reparaciones una vez que se haya colado la siguiente capa. Cada tubería debe estar provista de conectores independientes al sistema de bombeo de agua, además, las tuberías deben permitir que el flujo de agua pueda cambiar de sentido en cualquier momento. Esto permite una mejor distribución del enfriamiento dentro del concreto y permite destapar la tubería en caso de que algo llegase a atorarse dentro de ella.

Las tuberías más comúnmente utilizadas son las de acero y las de aluminio. Recientemente también se han utilizado exitosamente tuberías de plástico, como PVC o polietileno de alta densidad. Las tuberías deben ser unidas mediante conectores a presión ya que los de rosca no son recomendables en tubos de pared delgada. La tubería de aluminio tiene la ventaja de ser ligera, lo que la hace más fácil de transportar e instalar, sin embargo tiene el problema de que puede reaccionar con los álcalis del cemento y corroerse, por lo tanto debe evitarse cuando el sistema será utilizado durante más de tres meses, en cuyo caso el acero es preferible. Las de plástico suelen ser muy ligeras y también son muy prácticas ya que pueden colocarse con mucha facilidad.

Las tuberías deberán ser fijadas al concreto mediante alambres a cada tres metros para obtener resultados satisfactorios. Las cimbras deberán ser diseñadas y construidas de tal manera que no sea necesario desconectar el sistema durante el descimbrado. Las tuberías deberán estar a presión durante el colado de la hilada superior para evitar su aplastamiento y poder detectar algún daño en el instante y aún estar en posibilidades de repararlo. Es fácil que durante el colado de la nueva hilada se dañe la tubería, ya sea por el concreto, los vibradores, etc., por ello es muy importante que se tengan refacciones preparadas para hacer cualquier reparación necesaria, en cuyo caso deberá removerse la tubería afectada y reemplazarla por una nueva.

Si el agua que se utilizará proviene del río, será necesario filtrarla a fin de asegurar que no existan partículas que puedan dañar o tapan el sistema. Las tuberías que transporten el agua deberán estar protegidas para evitar que se calienten antes de llegar a la estructura. Es conveniente pintarias de blanco para que reflejen la radiación solar.

El equipo de bombeo deberá estar determinado por el número de serpentines que estarán funcionando simultáneamente. Esto estará establecido en el calendario de obra.

La planta de enfriamiento deberá estar diseñada para poder satisfacer los máximos requerimientos, que dependerán del número de serpentines funcionando al mismo tiempo y la temperatura de éstos. Debe tenerse en cuenta que la misma planta de refrigeración puede ser utilizada en el preenfriamiento si éste se requiere. La colocación de la planta de refrigeración debe estar colocada en un lugar estratégico que permita la flexibilidad de alimentar los diferentes circuitos conforme la presa vaya creciendo.

Otro punto muy importante dentro del diseño del sistema de serpentines es la ubicación de la operación y alimentación de las tuberías. En presas angostas, como el caso de arcos o bóvedas, toda la alimentación puede ser hecha desde el paramento de aguas abajo, sin embargo en cortinas muy anchas la distancia entre aguas abajo y aguas arriba podría ser tanta que el agua ya habría elevado su temperatura considerablemente si toda su alimentación se hiciera desde aguas abajo. Si partimos de que la tubería debe medir

aproximadamente 250m y la cortina tiene 130m de ancho, la pura ida y vuelta del circuito habría sido suficiente para superar esta distancia. En estos casos se debe diseñar el sistema de tuberías para ser alimentados desde las galerías, de ser posible, o buscar otra solución. La alimentación nunca se hace desde el paramento de aguas arriba, por razones obvias.

Además de las tuberías, se deberán de dejar embebidos en el concreto termómetros que permitan estar monitoreando en todo momento cómo se va modificando la temperatura dentro del concreto. Esto permitirá llevar a cabo la operación del postenfriamiento en forma más eficiente y segura. Los termómetros deberán estar colocados en forma estratégica, tal que permitan evaluar en forma representativa cómo se está comportando el concreto. Es muy importante que se lleve un registro continuo de las temperaturas dentro de la presa. La temperatura del agua a la salida de los serpentines también deberá de ser medida constantemente para conocer la cantidad de calor que está siendo removido de la masa de concreto.

Una vez que el enfriamiento requerido ha sido alcanzado, las tuberías ya no serán de utilidad, por lo que primero deberán ser lavadas con agua a presión y posteriormente inyectadas con una lechada a presión, la cual deberá ser mantenida hasta el momento del fraguado.

3.4.3 Operación del sistema de postenfriamiento

La operación del sistema de postenfriamiento es un proceso que debe cuidarse mucho, ya que un uso incorrecto puede tener consecuencias lamentables.

El primer punto de discusión es el momento en que se debe empezar a circular agua a través de las tuberías. Algunos consideran que debe comenzar a operarse a las 24 horas de haber sido colocado el concreto superior. Otros consideran más adecuado esperar de 5 a 7 días para comenzar la operación, argumentando que una vez que ha aumentado la temperatura dentro del concreto la utilización del enfriamiento artificial será más eficiente debido a la mayor diferencia de temperatura entre el concreto y el agua. Sin embargo, parece mucho más adecuada la utilización del postenfriamiento a partir del primer día, ya

que con eso se reduce la temperatura pico, que es a final de cuentas uno de los principales objetivos dentro del control de temperatura dentro del concreto masivo. Dependiendo del tipo de concreto y de las características del equipo, se puede lograr una reducción en la temperatura pico de entre 5 y 10 °C.

Si se utiliza el enfriamiento artificial desde el principio, entonces es recomendable utilizar éste a su máxima capacidad, ya que en esta fase siempre habrá un aumento de temperatura pues el calor generado por la hidratación es mayor que el calor que pueda ser desalojado por el agua de las tuberías. La temperatura pico se alcanzará entre los primeros 2 a 6 días.

Una vez que se ha alcanzado la temperatura pico se llega a la primera fase de la operación. Esta fase dura entre 10 y 16 días. Tiene como objetivo reducir la temperatura lo suficiente para que, aun con el calor de hidratación que falta por liberarse, no se supere la temperatura del primer pico cuando se suspenda la circulación de agua. La velocidad de enfriamiento debe ser controlada, ya que si es demasiado rápida puede provocar agrietamientos. Se recomienda que en esta etapa no se reduzca la temperatura del concreto en más de 0.6 °C por día, si no se cuenta con mayor información. Si se supera el máximo enfriamiento deberá suspenderse inmediatamente el proceso hasta que la temperatura haya aumentado otra vez o pase suficiente tiempo. En caso de que una vez suspendido el flujo la temperatura vuelva a aumentar hasta la temperatura pico será necesario reiniciar la operación.

La velocidad de enfriamiento debe estar relacionada con la capacidad de deformación a tensión del concreto en la prueba lenta, su coeficiente de expansión térmica, y la restricción a la que está sujeto. Mediante esta información podemos conocer a que velocidad es posible reducir la temperatura sin que se provoquen agrietamientos. Es muy importante tener en cuenta que cada concreto tiene características particulares y los datos genéricos solamente deberán utilizarse cuando no se tenga información adicional.

La segunda fase consiste en reducir la temperatura lo suficiente para que alcance su volumen final y puedan ser inyectadas las juntas de contracción. Esta etapa normalmente se lleva a cabo varios meses después de que fue colado el bloque. El momento está

relacionado con el calendario y avance de la obra y deberá hacerse inmediatamente antes del momento del inyectado de las juntas. Esta fase dura por lo regular de 30 a 60 días, dependiendo de la capacidad del sistema, de la resistencia del concreto, del clima y de la temperatura final que se desee alcanzar. La temperatura final debe asegurar que los bloques ya no volverán a contraerse debido a una mayor disminución en la temperatura. por un lado, y por el otro, que exista una abertura de las juntas lo suficientemente grande para que puedan ser inyectadas. Normalmente se busca una abertura de 1.5 a 2.5 mm. Durante la segunda fase se recomienda que la temperatura no se disminuya en más de 0.3 a 0.4 °C por día en caso de no tener más información.

Para garantizar la uniformidad del enfriamiento, por lo menos una vez al día se invierte la el sentido de la circulación del agua a través del serpentín. Este procedimiento debe ser utilizado durante todo el periodo de operación.

Una práctica común es que para la primera etapa de postenfriamiento se utilice el agua del río a temperatura ambiente, esto es muy razonable ya que existirá una diferencia importante de temperaturas entre el agua y el concreto que se encuentra a una temperatura elevada. En la segunda etapa será recomendable utilizar agua enfriada para mantener una diferencia importante entre el concreto y el agua circulante. La decisión estará basada en aspectos económicos.

El agua, tras pasar por los serpentines, podrá ser recirculada o desechada al río, dependiendo de su temperatura final. En general, si el agua esta siendo enfriada artificialmente, se reenfriará y se regresará a la tubería, ya que además de no haber absorbido tanto calor en comparación con el ambiente tiene la ventaja de ya haber sido previamente filtrada. En general, cuando se está utilizando agua del río sin un enfriamiento previo, ésta será desechada después de ser circulada por los serpentines. Dependiendo de los reglamentos de impacto ambiental, el agua que se ha calentado podrá requerir un tratamiento previo antes de poder ser reincorporada al río.

3.4.4 Sellado e inyectado de juntas

Las aberturas en las juntas transversales de contracción ofrecen pequeños caminos a través de los cuales el agua puede filtrarse de aguas arriba a aguas abajo. Para prevenir estas filtraciones es necesario la colocación de sellos adyacentes al paramento de aguas arriba.

Los sellos son necesarios tanto en las juntas que deberán inyectarse como en las que se quedarán abiertas. En el caso de las juntas inyectadas, los sellos sirven para confinar la lechada, mientras que en el otro caso son responsables de evitar la filtración.

Para que los sellos sean efectivos, es de suma importancia que la instalación se haga de forma adecuada. La buena colocación de los sellos suele ser más importante que el material y forma de estos.

Existen diversos tipos de sellos, los principales son los de metal en diversas formas y materiales, los de hule y los de PVC.

El sello, elemento de estanqueidad, se sitúa normalmente del lado de aguas arriba, a una distancia del paramento de 1 a 2 metros. Los de PVC se colocan frecuentemente en dos bandas paralelas y transversales a la junta, empotradas unos 15 cm en el concreto a cada lado. La banda es flexible y esto le permite seguir los movimientos térmicos relativos de los bloques. Las dos bandas duplican su eficiencia y la segunda puede detener las filtraciones que hayan pasado por la primera. En ocasiones se inyecta el espacio entre estas para mayor impermeabilidad.

Inyección de juntas

Como ya hemos comentado previamente, las juntas de contracción transversales de las cortinas de arco y algunas de gravedad deben ser inyectadas, así como todas las juntas longitudinales.

La inyección de las juntas se deberá realizar una vez que la presa haya adquirido su volumen definitivo, y normalmente se hace por pasos.

El objetivo del inyectado es unir los bloques colindantes de tal manera que toda la estructura funcione como un solo monolito. Esto se logra forzando una lechada de agua y cemento pórtland dentro de las juntas a presión. El medio para introducir la lechada es mediante un sistema de tuberías que se dejó embebido dentro del concreto ex profeso.

El inyectado se hace por secciones. En las juntas transversales normalmente se inyectan secciones que van desde agua arriba hasta aguas abajo y con una altura de 15 a 18 m. Estas áreas están confinadas por sellos colocados en los dos paramentos y en la parte inferior y superior de la sección. En las juntas longitudinales las secciones son semejantes, aunque mucho más chicas debido a que las juntas se encuentran colocadas al tresbolillo. Cada sección tiene un sistema de tuberías de inyectado independiente.

El sello de la parte superior está provisto de un filtro que permite la salida de aire, agua y lechada ligera.

El sistema de inyectado se coloca en el concreto durante el periodo de construcción. Este es instalado justo dentro de la cimbra. Es muy importante que sea probado antes del colado y que se tenga mucho cuidado de no dañarlo durante la colocación del concreto, ya que la mayoría de los problemas suscitados en estos sistemas se deben a daños durante la construcción. El sistema consiste en un conjunto de tuberías que son alimentadas desde abajo y que tienen su salida perpendicular a la cara de la junta. La separación de las salidas es variable y lo importante es que permitan un inyectado uniforme a lo largo de toda la superficie.

El procedimiento de inyectado es delicado, por lo que se deben seguir todos los procedimientos establecidos. La inyección de la lechada se hace a presión para que llene absolutamente todos los huecos, sin embargo, una presión excesiva puede tener consecuencias nefastas, que en el peor de los casos puede inclusive desalinear los bloques

causando fallas de cortante en las juntas constructivas horizontales. Normalmente, para prevenir estos problemas se inyecta agua a presión en las secciones colindantes aun no inyectadas, y se mantienen así hasta 6 horas después de terminada la operación.

La operación consiste primero en limpiar perfectamente toda la junta con agua y aire a presión. Después se revisan perfectamente los sistemas de inyectado y filtración para ver que no se encuentren tapados. Un día antes de inyectar la lechada se inyecta agua que es mantenida a presión durante 24 horas y justo antes de introducir la lechada es drenada. Primero se inyecta una lechada ligera, usualmente de relación agua/cemento 2 a 1 en volumen, para asegurar que la lechada llega a todos los puntos de la junta, particularmente a las grietas más pequeñas. Conforme se va avanzando, se va engrosando la mezcla hasta llegar a una proporción de 1 a 1. A lo largo de esta operación, la lechada más ligera irá siendo desalojada por el filtro de la parte superior. Cuando la lechada más espesa empieza a salirse, se detendrá la operación unos minutos, y después se volverá a reanudar. Si la lechada que sale por el filtro sigue siendo espesa, el proceso habrá concluido. Se cerrará el filtro y entonces se aplicará una presión que obligará a la lechada a penetrar en todos los poros. La presión aplicada se mantendrá hasta que no pueda ser inyectada más lechada. Comúnmente se utiliza una presión máxima de 350 kPa. En ese momento el sistema quedará sellado.

3.5 Otros cuidados en el control de la temperatura

Además de los procedimientos que ya hemos comentado ampliamente para controlar el agrietamiento debido a la retracción térmica, existen otros cuidados que deben llevarse a cabo para proteger la integridad de la estructura contra el problema de la temperatura. A continuación haremos unos breves comentarios al respecto.

3.5.1 Curado

Como en todas las estructuras de concreto, el curado es fundamental para el buen desempeño del concreto. Un curado deficiente puede provocar pequeñas grietas debidas a la retracción por secado, consecuencia de la pérdida de agua en la zona superficial. Estas pequeñas grietas pueden ser el principio de otros problemas mayores.

Después de retirar la cimbra es muy importante tener un curado adecuado. Cualquier sistema que evite la pérdida de humedad en la superficie puede ser utilizado, sin embargo la utilización de agua de curado, además de prevenir la pérdida de humedad tiene otros beneficios que comentaremos a continuación.

La utilización de agua en el curado en las superficies superior y laterales de los bloques ayuda a reducir el incremento de temperatura, particularmente cuando la temperatura ambiente es alta y la temperatura del agua de curado puede ser baja. De esta manera, el agua de curado puede tener dos beneficios, funciona como aislante, evitando que el concreto absorba calor del ambiente, y permite una mayor disipación una vez que su temperatura comienza a incrementarse. Para tener el máximo beneficio, es conveniente que las superficies se mantengan mojadas constantemente y no solamente de manera intermitente.

3.5.2 Agrietamiento superficial

Uno de los problemas más comunes de agrietamiento superficial es el choque térmico que se produce cuando son removidas las cimbras y existe una gran diferencia en temperatura entre la temperatura ambiente y el interior del concreto. La superficie del concreto se ve afectada por un alto gradiente térmico, que además se manifiesta de forma abrupta, lo que produce su agrietamiento. Este mismo fenómeno suele ocurrir en climas extremos donde el cambio de temperatura ambiente puede sufrir modificaciones importantes en tiempos relativamente cortos.

Como se estudió en el capítulo dos, el concreto resiste mayores deformaciones si estas se dan de forma lenta, ya que si el fenómeno se produce de manera abrupta la resistencia es mucho menor. Por tal motivo, es muy importante controlar los cambios rápidos en la temperatura del concreto y tomar medidas para que estos cambios puedan darse poco a poco.

Una manera muy eficiente de controlar estos problemas es mediante el aislamiento. Especialmente en climas muy fríos donde el gradiente de temperatura se espera pueda ser muy importante, es conveniente aislar la superficie de concreto expuesta con diferentes productos que existen comercialmente.

Estos aislamientos podrán ser removidos una vez que la temporada de clima frío haya terminado o la temperatura del concreto haya disminuido lo suficiente. También es posible quitar el aislamiento por capas paulatinamente para evitar el cambio brusco.

En caso de la protección a la superficie horizontal del bloque, ésta solamente deberá ser removida cuando se le dé el tratamiento correspondiente para poder recibir el colado superior. El aislante deberá ser colocado nuevamente en caso de que el concreto no vaya a ser colocado inmediatamente.

Otro aspecto que debe cuidarse de manera especial es la protección de las esquinas, ya que éstas están sujetas a una doble o triple pérdida de calor, por lo que su enfriamiento puede darse en forma excesiva más fácilmente. Para proteger las esquinas es común utilizar doble aislamiento.

Todas estas medidas tienen por objetivo limitar las grandes diferencias de temperatura que se puedan presentar dentro del concreto provocando agrietamientos superficiales, y permitir que el calor se disipe de manera lenta y controlada ya que como se estudio en el capítulo anterior la resistencia contra el agrietamiento es mucho mayor.

3.6 Concreto compactado con rodillos (CCR)

En los últimos años ha surgido una nueva tecnología en cuanto a la construcción de presas de concreto. Esta nueva tecnología es conocida como Concreto Rodilado, o Concreto Compactado con Rodillos (CCR). Dado que este tema es muy amplio y su diseño y aplicación difieren mucho del concreto masivo convencional su estudio escapa el alcance de esta tesis. A continuación solamente se hace un muy breve comentario respecto a este tema.⁶⁸

El CCR presenta un desarrollo relativamente reciente en la tecnología de la construcción de presas. Está basado en el concepto de que una mezcla de concreto sin revenimiento, transportada, colocada y compactada con el mismo equipo de construcción que el utilizado para presas de tierra y entrocamiento, pueda cumplir con las especificaciones de diseño para el concreto masivo convencional. De esta manera, el concreto puede ser transportado por camiones a volteo, extendido con motoconformadora o bulldozer y compactado mediante rodillos vibratorios. Los materiales se endurecen para formar un concreto con una apariencia física esencialmente similar y propiedades similares a las del concreto masivo convencional. Los controles de granulometría para los agregados son menos estrictos que aquellos normalmente requeridos para el concreto masivo, porque no se aplica la relación usual entre la relación agua/cemento y la resistencia; Además los agregados no requieren ser lavados del polvo. Entre las principales características del CCR están:

- El consumo de cemento es menor porque se utiliza concreto pobre.
- Los costos de cimbrado son menores debido al método de colocación.
- El postenfriamiento con tuberías no es necesario debido al bajo incremento en la temperatura.
- El costo de transportar el concreto es menor ya que puede hacerse con camiones a volteo o bandas transportadoras.
- El periodo de construcción puede acortarse considerablemente.

⁶⁸ Para mayor información respecto a este tema se sugiere consultar el documento: ACI 207.5R-99 Roller-Compacted Mass Concrete.

El CCR difiere del concreto convencional principalmente en sus requerimientos de consistencia. Para una consolidación efectiva, el concreto debe estar seco a fin de evitar el hundimiento del equipo de rodillo vibrador, pero suficientemente mojado para permitir una distribución adecuada del mortero cementante en todo el material durante las operaciones de mezclado y compactación vibratoria. El concepto de minimizar la relación agua/cemento para maximizar la resistencia no se aplica aquí; el mejor compactado da la mejor resistencia, y el mejor compactado ocurre en la mezcla más mojada que soporte la operación del rodillo vibrador. En otras palabras, el requisito de consistencia juega una parte importante en la selección de los materiales y de las relaciones de la mezcla.

El proceso constructivo normalmente consiste en extender el concreto con motoconformadoras formando una capa de 30 a 35 cm para que pueda ser compactada con los rodillos vibratorios. Después de compactada debe echarse otra encima y compactarse sin interrupción entre ambas, hasta 3 ó 4 capas. Es muy importante estudiar con cuidado la frecuencia, fuerza vibrante y la velocidad de traslación del rodillo.

Desde un punto de vista de trabajabilidad, la ceniza volante es incluida comúnmente en mezclas de CCR debido a la consistencia seca y la baja cantidad de pasta de cemento. El uso de aditivos reductores de agua e inclusores de aire no proporcionan beneficios.

Una de las diferencias importantes respecto a las presas de concreto normal es que puede no haber juntas de contracción, y si existen solamente serán transversales (paralelas al cauce del río) y muy alejadas entre sí (50 a 100m). En algunos casos, inclusive se pueden hacer estas juntas transversales cortando con sierra inmediatamente después de terminado de colar el bloque, con el concreto todavía fresco. Además no se requiere preenfriamiento del agregado, utilización de hielo o postenfriamiento ya que el incremento en la temperatura es muy bajo.

Uno de los principales problemas creados por la consistencia más seca del CCR es la dificultad de unir el concreto fresco con el concreto endurecido. Las investigaciones han mostrado que el uso de mezclas "cama" de alta consistencia especiales para comenzar la

colocación de un nuevo concreto es útil en la reducción de la tendencia a formar juntas frías.

Los paramentos pueden requerir un tratamiento aparte para conseguir la debida impermeabilización y durabilidad. Comúnmente se protegen con concreto rico que se coloca in situ o con placas de concreto precolado.

El CCR tiene su mejor aplicación en presas de gravedad macizas, en cuyas masas continuas pueden obtenerse grandes beneficios con el trabajo sistemático y simplificado. También se ha utilizado en vertederos y ataguías. En estructuras delgadas, como bóvedas o contrafuertes, su aplicación es más dudosa por el momento, pues en ellas es más sensible la reducción de resistencia, algo que no sucede en las presas de gravedad, que usualmente están sobradas en su resistencia a la compresión. Sin embargo no debemos de descartar su uso en estas obras en un futuro.

Tanto en Japón como en Estados Unidos esta tecnología ha mostrado grandes bondades. En México también se ha utilizado de forma exitosa recientemente en la construcción de la presa Trigomil en Jalisco con una altura de más de 100m, siendo la más alta del mundo en el momento de su construcción (1993).

Uno de los posibles problemas del CCR es su menor impermeabilidad que en concreto convencional, lo que ha provocado filtraciones importantes en algunas presas construidas con este material.

CAPÍTULO 4

EJEMPLO DE APLICACIÓN CON COMENTARIOS

En los capítulos anteriores estudiamos la forma de valorar la magnitud de la generación de calor en el concreto masivo y qué consecuencias tiene, así como las formas en que podemos resolver este problema. A continuación estudiaremos un ejemplo típico de control de temperatura en la construcción de una presa de concreto. Posteriormente encontraremos una breve reseña histórica de cómo fue evolucionando el control de temperatura en el concreto de presas y comentaremos algunos detalles de varias presas que han utilizado algunos de los procedimientos descritos en este trabajo, entre ellas, dos presas mexicanas construidas recientemente: Huites y Zimapán

El procedimiento que a continuación se presenta tratará de ser lo más claro posible, buscando resolver el problema de forma metódica paso a paso. A lo largo del ejemplo se comentarán soluciones alternativas, para permitir una discusión sobre las ventajas y desventajas que cada procedimiento ofrecería. Por lo anterior, el resultado obtenido al final pudiera no ser el óptimo ya que la finalidad del ejemplo será aplicar tantos métodos de solución como sea posible, a fin de mostrar la forma de evaluarlos utilizando la información de los dos capítulos anteriores.

En algunos pasos se requiere encontrar una solución ideal a partir de aproximaciones sucesivas, las cuales serán obviadas cuando no dificulten la comprensión del ejercicio.

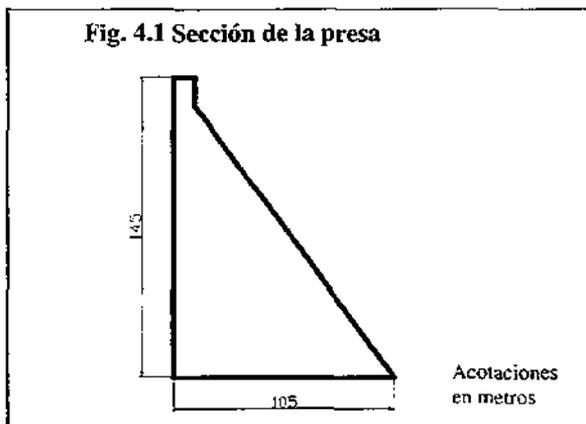
La solución óptima al control de temperatura en el concreto masivo no puede ser genérica, ya que está supeditada a aspectos particulares de cada proyecto, entre ellos el económico, lo que no cabe dentro de los alcances de este trabajo. Cada presa presenta condiciones particulares que la hacen más apta para tal o cual procedimiento, por lo que resulta imposible dar una solución única.

Los datos que se utilizarán a lo largo del problema serán lo más significativos y apegados a la realidad en lo posible, con el objeto de obtener resultados coherentes. El ejemplo

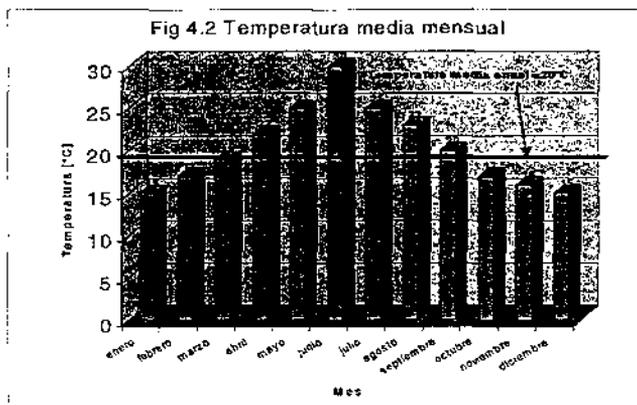
únicamente cubrirá lo referente al control de temperatura, por lo que otros aspectos del diseño y construcción de la presa serán considerados como datos. No debe olvidarse que, en todo caso, los resultados del cálculo deberán ser corroborados mediante análisis exhaustivo de laboratorio y mediciones posteriores durante la construcción, que permitirán hacer las adecuaciones necesarias para adaptar el procedimiento al caso particular de que se trata.

4.1 Ejemplo

Supóngase que se va a construir una presa de tipo arco-gravedad cuya sección se muestra a continuación. La cortina tiene una altura de 145m y un ancho de 105m a la altura de la cimentación y una longitud de 480m a la altura de la corona.



El estudio climático del lugar donde se construirá la presa nos ha dado los resultados de temperatura media mensual que se muestran en la siguiente gráfica.



Debemos destacar como temperatura media anual la de 20°C. Con temperaturas medias mensuales que oscilan de los 15 a los 30 °C.

Para resolver este problema, primero haremos el estudio de la mezcla óptima a partir de los elementos con los que contamos. De esta manera, obtendremos la cantidad de cemento que se requiere para cumplir con las especificaciones del proyecto. A continuación definiremos la geometría de los bloques y calcularemos la temperatura pico para diferentes cementos y dimensiones de bloque. Posteriormente calcularemos la resistencia a la deformación por tensión que tendría el concreto. Después propondremos diferentes métodos de preenfriamiento y finalmente diseñaremos un sistema de postenfriamiento.

Diseño de la mezcla

1. Conocer las especificaciones.

- De acuerdo con las especificaciones estructurales el concreto interior de la cortina deberá tener una resistencia a la compresión de 260 kg/cm² (26MPa) a los 90 días y en la cara del paramento aguas arriba una resistencia de 320 kg/cm² (32MPa).
- El revenimiento del concreto será únicamente de 3 ± 1.5 cm.
- Se podrá utilizar un TMA de hasta 150mm (6")
- La especificación permite la utilización de puzolanas, aun cuando estas retarden la adquisición de la resistencia.
- Es posible la utilización de aditivos químicos con el fin de mejorar la trabajabilidad del concreto.

2.- Obtener las características de los materiales que vamos a utilizar

De acuerdo con los materiales disponibles, los estudios de laboratorio dieron los siguientes datos:

Se utilizará granito triturado tanto para el agregado grueso como para el fino, con las siguientes características:

Tabla 4.1 Granulometría del agregado fino

Malla	% retenido por peso	Acumulado [%]
3/8"	0	0
No. 4	3	3
No. 8	12	15
No. 16	18	33
No. 30	20	53
No. 50	25	78
No. 100	19	97
Charola	3	100
Módulo de finura		2.79

Tabla 4.2 Granulometría del agregado grueso por cada una de las fracciones

Malla [in] (mm)	[%] por peso que pasa la malla			
	6"-3" (150-75 mm)	3"-1½" (75-37.5 mm)	1½"-¾" (37.5-19 mm)	¾"-No. 4" (19-4.75 mm)
7 (175)	100			
6 (150)	99			
4 (100)	40	100		
3 (75)	10	90		
2 (50)	5	30	100	
1½ (37.5)		5	95	
1 (25)		2	35	100
¾ (19)			8	92
3/8 (9.5)			3	50
No. 4 (4.75)				5

Tabla 4.3 Peso específico relativo de los componentes del concreto (agregados saturados superficialmente secos SSS)

Agregado 150-75 mm	2.73
Agregado 75-37.5 mm	2.71
Agregado 37.5-19 mm	2.70
Agregado 19-4.75 mm	2.69
Agregado fino	2.64
Cemento	3.15
Puzolana	2.45
Agua	1.00

Agregado 150-75 mm	0.50
Agregado 75-37.5 mm	0.75
Agregado 37.5-19 mm	1.2
Agregado 19-4.75 mm	1.9
Agregado fino	4.1

De los datos anteriores podemos verificar que las granulometrías y características generales cumplen con las recomendaciones observadas en el capítulo 3.

La puzolana que se utilizará es ceniza volante clase F.

De acuerdo con las pruebas físicas y químicas de los agregados, estos no contienen exceso de materiales contaminantes. Además, no existe el riesgo de reacción álcali-agregado, ya que los agregados no son reactivos con el cemento, por lo que no habrá que tomar medidas especiales en este sentido.

3.- Obtener la relación agua cemento adecuada.

Debido a que el problema de generación de calor que nos interesa se dará en el interior de los bloques, únicamente analizaremos el proporcionamiento del concreto interior. Para diseñar la mezcla del concreto exterior que tendrá contacto con el agua el procedimiento sería semejante.

De acuerdo con las tablas 3.6 y 3.7, observamos que para agregado triturado y una resistencia de 260 kg/cm^2 (26 MPa) se recomienda una relación agua/cemento teórica de 0.51. Por otro lado se puede observar que en el interior de la presa no existe un límite en la relación agua cemento con base en el criterio de durabilidad. Por lo tanto, la relación agua/cemento será de 0.51.

4.- Estimación de la cantidad de agua de mezclado por m^3 .

Con base en el TMA de 150 mm de forma triturada, para un revenimiento de 3 cm se requieren 113 kg de agua por cada metro cúbico. Si se utiliza un inclusor de aire, esta cantidad se reduce a 107kg. Si además optamos por un aditivo reductor de agua, podemos

disminuir este requerimiento en por lo menos 5%, lo que nos daría un ahorro de 5.32 kg más, lo que nos da finalmente un consumo de 102kg.

Aquí cabe hacer varias observaciones importantes que definen las ventajas y desventajas de usar cierto tipo de materiales en el concreto:

Si se utilizara un TMA de únicamente 75mm, el agua requerida sería de 130 kg sin aire incluido y de 122 kg si, se utiliza el inclusor de aire. Por otro lado, la utilización de un agregado natural (forma redondeada) permitiría utilizar únicamente 95 y 112 kg de agua para un TMA de 150 y 75 mm respectivamente, sin aire incluido, y 92 y 107 kg de agua para aire incluido. Todo esto sin considerar la utilización de reductores de agua.

Como se verá a en los siguientes pasos la utilización de un buen agregado y la adición de aditivos químicos pueden dar enormes ventajas dentro del diseño de la mezcla. Existen presas de concreto masivo en que se han utilizado mezclas con tan sólo 85kg de agua por metro cúbico (p. ej. Itaipú en Brasil).

5.- Cálculo del aire incluido

De acuerdo con la tabla 3.5, utilizando un TMA de 150mm, conviene utilizar aire incluido hasta un 3%.

6.- Cálculo de la cantidad de cemento

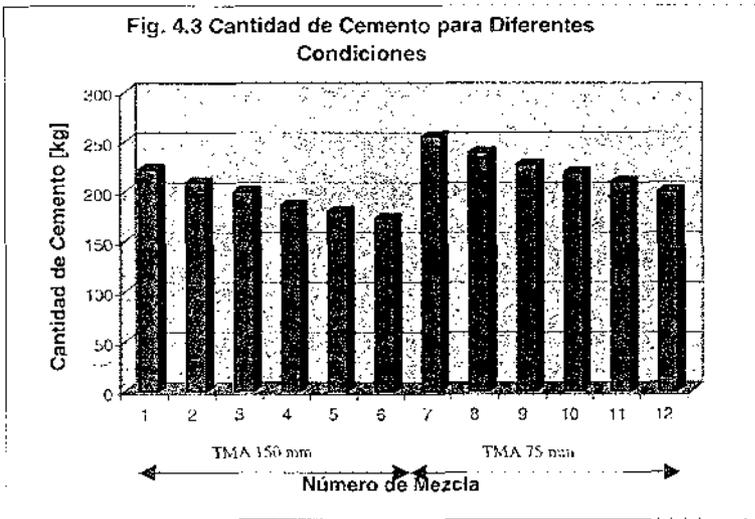
De acuerdo con lo calculado en los puntos 3 y 4, podemos calcular la cantidad de cemento dentro de nuestra mezcla. Para una relación agua/cemento de 0.51 y 102 kg de agua se requieren 200 kg de cemento por m³.

Tomando en cuenta las observaciones hechas en el punto 4, analicemos la gran importancia que tiene reducir al máximo la cantidad de agua a utilizar.

Tabla 4.5 Diferentes consumos de cemento variando el tipo de agregado y aditivos químicos para una relación agua/cemento fija de 0.51

Mezcla	Condiciones				Cantidad de agua [kg/m ³]	Cantidad de cemento [kg/m ³]
	TMA [mm]	Forma partícula	Aire incluido	Reductor de agua		
1	150	T	no	0	113	222
2	150	T	si	0	107	209
3	150	T	si	5 %	102	200
4	150	R	no	0	95	186
5	150	R	si	0	92	180
6	150	R	si	5 %	88	173
7	75	T	no	0	130	255
8	75	T	si	0	122	239
9	75	T	si	5 %	116	227
10	75	R	no	0	112	219
11	75	R	si	0	107	209
12	75	R	si	5 %	102	200

R=redondeada
T=triturada



Con los datos anteriores podemos ver que el consumo de cemento puede variar en gran medida dependiendo de los agregados y de los aditivos. Nótese que no se ha modificado ni la resistencia ni la trabajabilidad. No debemos olvidar que el cemento es el principal costo dentro del concreto y una disminución en el consumo de éste puede representar un gran ahorro. Además, como se comentó anteriormente, la cantidad de calor generado durante el

proceso de hidratación varía linealmente con la cantidad de cemento. De los datos anteriores, se ve que el consumo podría ir desde los 180 hasta los 255 kg por metro cúbico, lo que significa una diferencia de más del 40% entre los extremos.

7.- Determinación de los volúmenes de los materiales que componen la mezcla

Volumen del cemento y de la puzolana. - De acuerdo con la tabla 3.4, el tipo de puzolana clase F puede sustituir hasta un 35% del volumen del cemento. En el ejemplo únicamente se sustituirá un 30%.

Utilizando las ecuaciones 3.2 tenemos que

$$V_{c+p} = \frac{200}{3.15 * 1000} = 0.0634 m^3 / m^3$$

$$V_c = 0.0634 * (1 - 0.3) = 0.0444 m^3 / m^3$$

$$V_p = 0.0634 * 0.3 = 0.0190 m^3 / m^3$$

Volumen del agua $V_w = 0.102 m^3 / m^3$

Volumen de aire $V_a = 0.03 m^3 / m^3$

8.- Fracción de agregado grueso dentro del agregado

Con base en la tabla 3.8, se puede conocer la cantidad de agregado grueso como porcentaje del total del volumen de agregado en la mezcla. Para nuestro caso, con un módulo de finura de 2.79 y tamaño máximo de agregado de 150mm, utilizando arena y grava triturada, obtenemos un 76% de agregado grueso dentro del total de agregado.

9.- Total de agregado en la mezcla (por volumen)

De acuerdo con los datos obtenidos en el punto 7 el total en volumen de agregado grueso se calcula como:

$$V_{agregado} = 1 - V_c - V_p - V_w - V_a$$

$$V_{agregado} = 1 - 0.0444 - 0.0190 - 0.102 - 0.03 = 0.8045 m^3 / m^3$$

Ahora sabiendo que de este volumen el 76% es agregado grueso y el 24% agregado fino tenemos que:

Vol. agregado grueso $V_g = 0.8045 * 0.76 = 0.6114 \text{ m}^3/\text{m}^3$

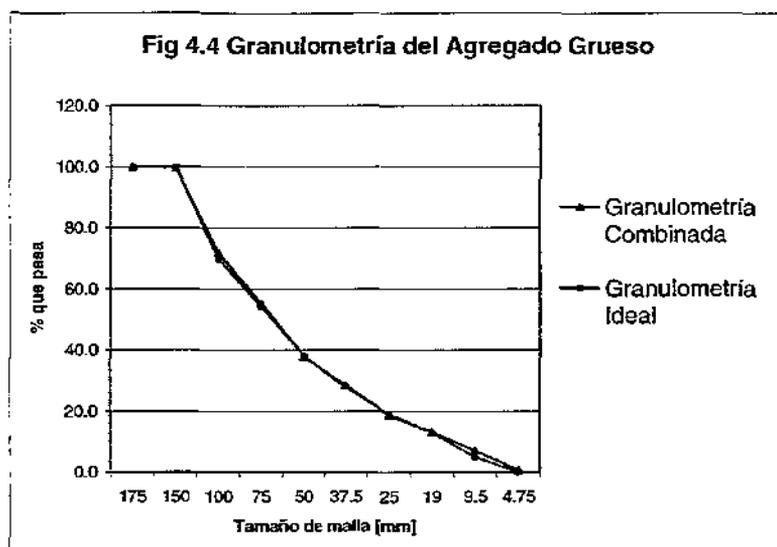
Vol. agregado fino $V_f = 0.8045 * 0.24 = 0.1931 \text{ m}^3/\text{m}^3$

10- Ahora debemos de combinar las diferentes fracciones de agregado grueso para aproximarnos a la granulometría ideal que se mostró en la tabla 3.3. Este procedimiento debe de hacerse a partir de prueba y error. Mediante aproximaciones sucesivas es como debemos de encontrar los porcentajes de cada uno de los grupos de agregado para combinarlos y encontrar la mejor granulometría. A continuación se muestran los resultados del ejemplo estudiado.

Tabla 4.6 Cálculo de la combinación de grupos de agregado grueso para obtener la granulometría ideal

Malla	Granulometría de cada Grupo				% que se combina de cada grupo				Granulometría	
	150-75	75-37.5	37.5-19	19-4.75	0.47	0.25	0.15	0.13	Combinada	Ideal
175	100	100	100	100	47.0	25.0	15.0	13.0	100	100
150	99	100	100	100	46.5	25.0	15.0	13.0	99.5	100
100	40	100	100	100	18.8	25.0	15.0	13.0	71.8	70
75	10	90	100	100	4.7	22.5	15.0	13.0	55.2	54
50	5	30	100	100	2.4	7.5	15.0	13.0	37.9	38
37	0	5	95	100	0.0	1.3	14.3	13.0	28.5	28
25	0	2	35	100	0.0	0.5	5.3	13.0	18.8	19
19	0	0	8	92	0.0	0.0	1.2	12.0	13.2	13
9	0	0	3	50	0.0	0.0	0.5	6.5	7.0	5
4	0	0	0	5	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0

Como podemos observar, gracias a que nuestros grupos estaban bien diseñados, fue fácil combinarlos para encontrar una granulometría muy parecida a la ideal. Esto se aprecia en la siguiente curva, en que prácticamente las líneas son iguales y no pueden distinguirse. Cuando los grupos son irregulares no es posible obtener tan buena correlación. Debemos destacar que, cuando utilizamos agregados triturados, es fácil controlar los tamaños de los agregados, ya que las máquinas trituradoras son parte del diseño.



11- Convertir todos los volúmenes a pesos

Una vez que conocemos todas las proporciones de los ingredientes que componen el concreto es necesario pasarlos de volumen a peso, ya que de esta manera es como finalmente los vamos a medir para mezclarlos.

Tabla 4.7 Proporcionamiento por peso de cada uno de los materiales que componen la mezcla			
Material	Volumen [m ³ /m ³]	Peso específico	Peso [kg/m ³]
Cemento pórtland	0.0444	3.15	140
Puzolana	0.0190	2.45	46.66
Agua	0.102	1.00	102
Aire	0.03	---	---
Agregado fino	0.1930	2.64	509.73
Agregado 75-150	$0.6114 \cdot 0.47 = 0.2873$	2.73	784.52
Agregado 37.5-75	$0.6114 \cdot 0.25 = 0.1528$	2.71	414.24
Agregado 19-37.5	$0.6114 \cdot 0.15 = 0.0917$	2.70	247.62
Agregado 4.75-19	$0.6114 \cdot 0.13 = 0.0794$	2.69	213.81
Total	1.00		2458.58

12- Finalmente se debe de verificar que exista la cantidad de mortero suficiente para que el concreto sea trabajable. Para ello debemos sumar los volúmenes de cemento, puzolana,

agua, aire y agregado fino. En nuestro caso la suma es igual a $0.3886 \text{ m}^3/\text{m}^3$, que está dentro del rango recomendado.

Con esto terminamos el diseño de la mezcla y podemos pasar al siguiente paso de análisis.

Determinación del tamaño de bloque y espaciamiento entre juntas

A partir de este momento es difícil definir qué parte del diseño debe de hacerse primero, ya que como todos los pasos están relacionados entre sí, habrá que suponer información que después se calculará con precisión. No es posible conocer cuánto se elevará la temperatura del concreto si no conocemos las dimensiones del bloque, pero no podemos conocer las dimensiones del bloque si no sabemos qué tan grandes serán los esfuerzos sobre éste debidos a la retracción térmica. Este mismo problema sucede con los demás parámetros de diseño.

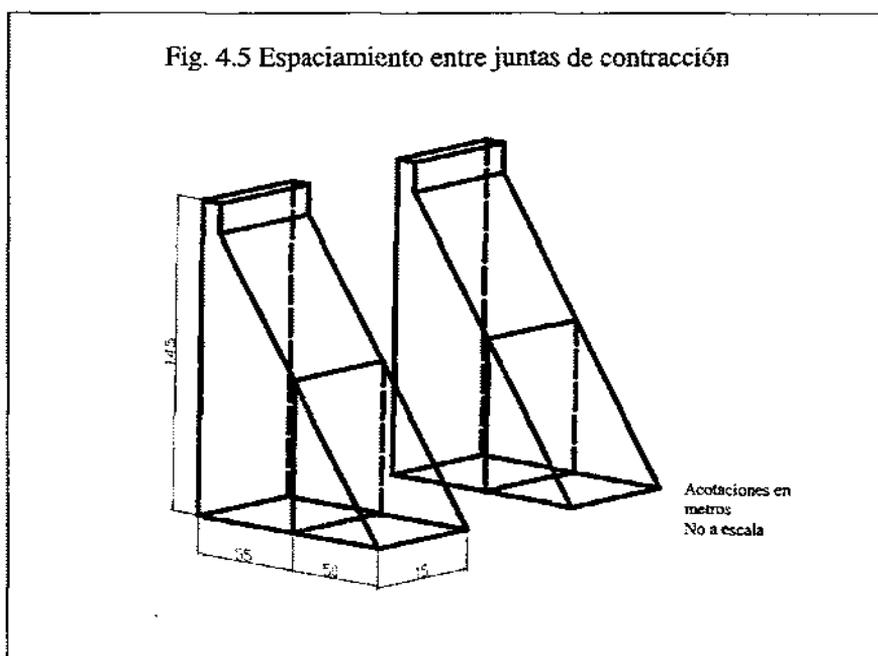
Debido a que el tamaño de los bloques obedece a otros factores aparte del referente a la retracción térmica es posible empezar por aquí. Además de los factores topográficos y el diseño global de la presa, que obligan a colocar ciertas juntas en lugares estratégicos para la división lógica de la cortina, existen limitaciones debidas a la capacidad de la planta de concreto y de logística en general. Otro factor que influye de forma importante es la calendarización de la obra.

Resulta fuera de alcance en este ejemplo la evaluación de todos estos parámetros así que supondremos algunos valores típicos para dimensionar el bloque.

Debemos recordar que la presa que estamos analizando es de tipo arco-gravedad, lo que obliga a inyectar con lechada las juntas una vez que éstas se encuentran abiertas. Este factor debe ser considerado en la selección del espaciamiento entre juntas. De acuerdo con lo estudiado en el capítulo 3, las juntas transversales podrán encontrarse separadas 15m para obtener resultados satisfactorios. Secciones más grandes aumentan las posibilidades de

agrietamiento y más chicas resultan muy difíciles de inyectar, por el reducido espacio que queda entre dos monolitos vecinos al contraerse.

La selección de la separación entre juntas longitudinales obedece más al problema térmico y a las medidas que se utilizarán para mitigarlo que en el caso de las transversales. En nuestro caso podemos suponer la utilización de bloques grandes ya que sabemos que se aplicarán medidas para disminuir los esfuerzos debidos a la retracción térmica. En la parte baja de la cortina el ancho es de 105m, podemos suponer una longitud de 55 y 50m para cada bloque respectivamente

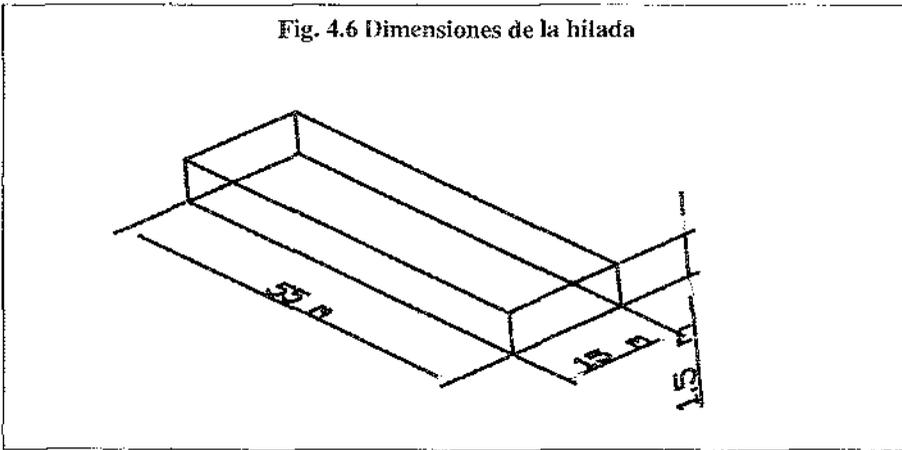


Recordemos que el largo y ancho del bloque son algunos de los factores que determinan la restricción del bloque, por lo tanto entre mayor sean estas dimensiones, mayor será la restricción y, por lo tanto, menor la máxima caída de temperatura posible. El otro factor que afecta la restricción es la posición de la hilada dentro del bloque. Entre más arriba estemos

colando menor es la restricción. Para el ejemplo supondremos una hilada cerca de la cimentación, en cuyo caso la restricción es muy alta (tomaremos 100%). Esto lo haremos con el fin de evidenciar mejor la necesidad de control de la temperatura.

Finalmente debemos seleccionar un espesor de hilada. Al igual que otras dimensiones ésta está limitada por los procedimientos que se utilicen para controlar la temperatura. En el caso que analizamos, al ser una presa en arco, que además tiene una junta longitudinal, la aplicación del postenfriamiento es obligada, lo que nos permite deducir que la altura de la hilada no requiere ser excesivamente pequeña, ya que la disipación de calor se hará a través de las tuberías y no de manera natural. Por otro lado, tampoco deberá ser demasiado grande, ya que al utilizar el sistema de postenfriamiento se formarían gradientes térmicos importantes si las tuberías se encontraran muy alejadas entre sí. Un valor convencional para el estudio (muy común, como ya se ha dicho) sería un espesor de 1.5m.

Fig. 4.6 Dimensiones de la hilada



Generación de calor y cálculo de la temperatura pico.

Una vez conocido el tamaño de la capa por colar es posible empezar a analizar qué tanto se puede elevar la temperatura de acuerdo con la mezcla que elegimos.

Como se estudió en el capítulo 2, el desarrollo adiabático de la temperatura depende en primer lugar del tipo y cantidad de cemento que se utilice, pero también influyen otros factores como son la finura del cemento y la temperatura de colocación del concreto. Por otro lado, la elevación de la temperatura no es enteramente adiabática, porque existe cierta disipación de calor a la atmósfera. Esta disipación de calor es función de la geometría del elemento, la temperatura ambiente, la difusividad del concreto, del tipo de cimbra que se utilice y el procedimiento de curado.

Para resolver este problema debemos conocer ciertos datos, y otros habrá que suponerlos por el momento. El procedimiento que utilizaremos fue estudiado previamente en la sección 2.4.6.1. Enlistemos los datos ya conocidos:

Cantidad de cementante	= 140 kg/m ³ cemento pórtland + 47 kg/m ³ de puzolana
Difusividad	(agregado de granito tabla 2.8) = 0.0040 m ² /h
Geometría del elemento	Volumen = (15m * 55m * 1.5m) = 1237m ³ Superficie expuesta: Supondremos que el bloque está siendo colado contra bloques colados previamente en ambas caras laterales, por lo tanto, la única superficie expuesta es la superior y las paralelas al eje de la presa. Superficie expuesta = (55m * 15m + 2 * 1.5m * 15m) = 870m ² .
Tipo de cimbra	Supondremos la utilización de una cimbra de madera de 1 pulgada de espesor.
Temperatura ambiente	Consideraremos en primera aproximación como temperatura ambiente la temperatura media anual T = 20°C.
Temperatura de colocación	Por el momento, consideraremos que la temperatura de colocación será la misma temperatura que la del ambiente en el momento de colar.
Curado	Consideraremos la utilización de curado húmedo.
Tipo y finura del cemento	Supondremos una finura de 1900 cm ² /g y cemento con un comportamiento similar al tipo II.

Para calcular la temperatura pico nos basaremos en las gráficas estudiadas en el capítulo 2 (sección 2.4.6.1).

Como de momento estamos considerando que la temperatura de colocación y la del ambiente son iguales, no habrá intercambio de calor debido a esta diferencia inicial.

a) Lo primero que debemos calcular es la relación V/S (volumen a superficie expuesta)

Para ello debemos de calcular el efecto de la cimbra. Debido a que es de madera, habrá que considerar un volumen equivalente de concreto. Es posible considerar, como se estudió en el capítulo 2, un aumento en la dimensión de la cara en contacto con la cimbra de 51cm. Por lo que, el volumen del elemento, aumentaría en $22.95m^3$. Y por lo tanto, para nuestro cálculo, el volumen del elemento equivaldrá a de $1260m^3$.

Entonces la relación V/S queda como:

$$V/S = \frac{1260m^3}{870m^2} = 1.45m$$

b) Ahora debemos hacer el ajuste debido a la diferente difusividad con respecto al factor utilizado en las gráficas ($0.046 m^2/h$). En este caso el factor de corrección por difusividad es:

$$F_d = \frac{0.0046m^2/hr}{0.0040m^2/hr} = 1.15$$

Entonces, para utilizar las tablas, la relación V/S queda finalmente como:

$$V/S = 1.15 * 1.45m = 1.67m$$

c) De acuerdo con la figura 2.11, podemos conocer la edad a la que se alcanzará la temperatura pico conociendo la relación V/S y la temperatura de colocación del concreto, que para nuestro ejemplo es de 3 días.

d) Ahora, suponiendo que estuviéramos utilizando 223 kg/m^3 de cemento tipo I, calculamos la temperatura pico (la corrección se hará posteriormente). Esto lo hacemos con la figura 13, donde la temperatura pico es función de la relación V/S y de la temperatura de colocación. También influye el tipo de curado, que ya supusimos que será húmedo. El aumento de temperatura será:

$$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}.$$

e) El primer factor que debemos considerar ahora es que en lugar de utilizar cemento tipo I podemos utilizar un cemento con un menor calor de hidratación. Hemos dicho que utilizaremos un cemento cuyo desarrollo de calor es semejante al cemento tipo II, que se muestra en la figura 2.7. En caso de utilizar algún otro cemento cuyo desarrollo de calor sea diferente a los clasificados por ASTM, se podrá utilizar la ecuación 2.14, aunque lo mejor sería hacer experimentos con éste para obtener su curva de aumento de temperatura adiabática a través del tiempo.

De acuerdo con lo explicado en el capítulo 2, este factor se calcula como la temperatura adiabática alcanzada por el cemento tipo II a los 3 días (edad de la temperatura pico calculada en el punto c) entre la temperatura alcanzada a la misma edad por el cemento tipo I:

$$F_{TC} = \frac{T_{\text{adiabáticaII}}}{T_{\text{adiabáticaI}}} = \frac{25^\circ\text{C}}{30^\circ\text{C}} = 0.83$$

f) El siguiente paso es combinar el efecto del cemento más la puzolana. Como no tenemos información específica de que tanto calor de hidratación desarrollará la puzolana, supondremos que su efecto es de la mitad que el del cemento. Obtendremos una cantidad de cemento equivalente como se muestra a continuación:

$$C_{eq} = \text{Cantidad}_{\text{cemento}} + \frac{\text{Cantidad}_{\text{puzolana}}}{\text{Factor}_{\text{reducción}}}$$

$$C_{eq} = 140 \text{ kg/m}^3 + \frac{47 \text{ kg/m}^3}{2} = 163.5 \text{ kg/m}^3$$

g) Ahora podemos hacer el ajuste de cantidad de cemento utilizado en la mezcla. Con base en lo calculado en el paso anterior, es posible hacer la relación con respecto a los 223 kg por metro cúbico que se supusieron originalmente:

$$F_{CC} = \frac{C_{eq}}{223 \text{ kg/m}^3}$$

$$F_{CC} = \frac{163.5 \text{ kg/m}^3}{223 \text{ kg/m}^3} = 0.733$$

h) Hemos supuesto que el cemento tiene una finura de 1900 cm²/g, por lo que calcularemos el factor de finura como:

$$F_f = \frac{\% \text{ finura}_{1900}}{\% \text{ finura}_{800}} = \frac{70}{66} = 1.06$$

i) Ahora podemos calcular la elevación máxima considerando los efectos de tipo, cantidad y finura del cemento de la siguiente manera:

$$\Delta T_m = F_{TC} * F_{CC} * F_f * \Delta T_o$$

$$\Delta T_m = 0.83 * 0.733 * 1.06 * 20^\circ\text{C} = 12.89^\circ\text{C}$$

j) Finalmente, calculamos la temperatura pico como:

$$T_{pico} = T_{colocación} + \Delta T_m$$

$$T_{pico} = 20^\circ\text{C} + 12.89^\circ\text{C} = 32.89^\circ\text{C}$$

Aquí vale la pena hacer algunas reflexiones sobre todos los factores que se encuentran involucrados dentro de este cálculo.

Primero que nada, debemos observar que la temperatura pico depende de una gran cantidad de factores y que todos pueden llegar a afectar el resultado de forma significativa.

A continuación haremos un balance de lo que implicaría utilizar otros valores dentro de los parámetros evaluados para entender lo que significaría una modificación en estos. El análisis de sensibilidad se hace cambiando únicamente un solo parámetro a la vez, con el fin de entender lo que significa ese aspecto por sí mismo. Los parámetros evaluados a continuación no tienen como fin ser exhaustivos explorando todas las posibles modificaciones, sino solamente darnos cuenta de cómo cada punto se puede ver reflejado en un cambio en el incremento de temperatura. Algunos aspectos impactan de forma más significativa que otros el incremento de la temperatura, pero no debemos olvidar que estos cambios no pueden considerarse de forma aislada.

Tabla 4.8 Evaluación de diversos factores en del incremento de la temperatura			
Número	Descripción de la modificación hecha a los parámetros evaluados. (Todos los demás parámetros no mencionados permanecen sin cambio)	Incremento de Temp. [°C]	% cambio respecto. Cálculo original
Efecto de la mineralogía del agregado			
1	Utilización de cuarcita (difusividad 0.54m ² /hr)	10.8	-16.16
2	Utilización de basalto (difusividad 0.0030 m ² /hr)	13.51	4.83
Efecto de la geometría del bloque			
1	Altura de bloque de 2.3 m	15.8	22.59
2	Altura de bloque de 0.75 m	8.59	-33.32
Efecto de la sustitución de cemento por puzolana			
1	Sustituyendo sólo 15% de cemento por puzolana (Volumen)	14.33	11.17
2	Sin sustitución de puzolana	15.78	22.42
Efecto de tipo de cemento			
1	Utilización de cemento tipo I (sin puzolana)	19.01	47.47
2	Utilización de cemento tipo I (30% puzolana)	15.53	20.51
3	Utilización de cemento tipo IV (sin puzolana)	11.76	-8.76
Efecto de la cantidad y tipo de aditivos químicos (según se muestra en tabla 4.7)			
1	Mezcla con TMA 75mm (155.4 kg cemento + 51.8 kg puzolana)	14.3	10.93
2	Mezcla sin aditivos químicos (158.9 kg cemento + 53 kg puz.)	14.62	13.42
3	TMA 75mm redondeado c/aditivos (140kg cemento + 47 kg puz.)	12.89	0
Efecto de otros factores			
1	Utilización de cimbra metálica en lugar de madera	12.53	-2.77
2	Finura del cemento = 2200cm ² /g	13.83	7.3
3	Curado seco	13.6	5.56

Puede verse que algunos factores afectan sensiblemente más que otros, en especial los que tienen que ver con el tipo y cantidad de cemento siendo utilizado así como los referentes a la geometría del elemento.

Cálculo de la capacidad a la deformación por tensión

Otro aspecto que debemos definir una vez que conocemos las características de la mezcla que vamos a utilizar, es qué tanto resistirá el concreto a la deformación debida a la retracción térmica. Como vimos en el capítulo 2, la capacidad que tiene el concreto para resistir los esfuerzos debidos al encogimiento debido a la disminución de la temperatura están basados en varios aspectos que van variando con el tiempo. Los factores que afectan la capacidad de deformación son la resistencia del concreto, el módulo de elasticidad y la fluencia. Todos ellos varían con el tiempo, por lo que lo más sencillo es evaluarlos mediante la capacidad de deformación por tensión en una prueba estándar descrita anteriormente. En el mismo capítulo 2 se explicó un método que permite estimar este valor mediante la utilización de pruebas comunes. A continuación haremos un estudio al respecto.

Las pruebas de fluencia son muy largas, por lo que difícilmente se tienen resultados de estas en la etapa de anteproyecto. Por ello nos basaremos en el método de Houghton para estimar la capacidad de deformación por tensión (CDT), tanto para la prueba rápida como para la prueba lenta.

Para estimar el valor de CDT requerimos los siguientes valores que supondremos para el ejemplo:

Resistencia a compresión (7 días)	8.0 MPa (80 kg/cm ²)
Resistencia a compresión (90 días)	26 MPa (260 kg/cm ²)
Módulo de elasticidad a 7 días	19 500 MPa (195 000 kg/cm ²)
Módulo de elasticidad a 90 días	32 000 MPa (320 000 kg/cm ²)

Utilizando las gráficas de las figuras 2.1 y 2.2, obtenemos los valores del módulo de ruptura y de la fluencia:

Módulo de ruptura a 7 días	1.3 MPa (13 kg/cm ²)
Módulo de ruptura a 90 días	3.0 MPa (30 kg/cm ²)
Coefficiente de fluencia específica (F) 7 días	6*10 ⁻⁶ /MPa (0.6*10 ⁻⁶ kg/cm ²)

Para calcular la CDT rápida utilizaremos la ecuación 2.9 estudiada en el capítulo 2. En este caso nos interesa la prueba rápida para la edad de 7 días.

$$C_r = \frac{\sigma_R}{E} = \frac{1.3MPa}{19,500MPa} = 66 \times 10^{-6}$$

Para estimar la CDT lenta utilizaremos la ecuación 2.10:

$$C_l = \frac{\sigma_{R2}}{E_2} + \frac{\sigma_{R1} + \sigma_{R2}}{2} \cdot \delta_t$$

Primero debemos calcular la fluencia con la siguiente ecuación

$$\delta_t = F \cdot \ln(t+1)$$

$$\delta_t = 6 \ln(90+1) = 27 \cdot 10^{-6} / MPa$$

Entonces la CDT lenta se calcula como:

$$C_l = \frac{3.0MPa}{32000MPa} + \frac{3.0MPa + 1.3MPa}{2} \cdot 27 \cdot 10^{-6} / MPa = 151.8 \cdot 10^{-6}$$

Los resultados obtenidos son congruentes con algunos resultados de otras obras. Nótese que si el agregado fuera de tipo redondeado la CDT tanto rápida como lenta hubiesen dado resultados diferentes. De acuerdo con varios autores, el utilizar material triturado aumenta en por lo menos un 35% la resistencia sobre la obtenida si se utiliza material redondeado.

Cálculo de la máxima caída de temperatura

De acuerdo con los datos obtenidos en la sección anterior, podemos calcular cuánto puede ser la máxima caída permisible en la temperatura del concreto. De acuerdo con lo visto en

el capítulo 2 y 3 es función de la CDT, del coeficiente de expansión térmico y de la restricción a la que está sometida la estructura. Se puede calcular como:

$$\text{Máxima caída} = \frac{C}{K, \alpha}$$

De acuerdo con la figura 2.14 el granito tiene un coeficiente de expansión térmica de $8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

La restricción, como ya comentamos, en los casos en que nos encontramos cerca de la cimentación es muy alta. Para este ejemplo la consideraremos de 100%. Conforme la estructura va creciendo es posible tomar menores medidas para controlar la temperatura, ya que a partir de cierta altura únicamente impactarán en el agrietamiento los cambios de temperatura rápidos en los que siempre se considera una restricción de 100% debido a la restricción interna.

De acuerdo con lo anterior:

$$T_{MCr} = \frac{66}{1 * 8} = 8.25^\circ\text{C}$$

$$T_{MCI} = \frac{151.8}{1 * 8} = 19^\circ\text{C}$$

Aquí debemos hacer un comentario sobre la importancia que tiene la composición mineralógica del agregado. Como se estudio anteriormente, cada agregado tiene un coeficiente de expansión térmica diferente, que se refleja directamente en el concreto. Los rangos de este coeficiente pueden variar ampliamente, lo que significa que para una misma capacidad de deformación por tensión, la caída permisible en la temperatura puede variar mucho. Para entenderlo mejor se presenta a continuación una tabla que nos permite identificar para cada tipo de agregado cual es la máxima caída de temperatura. Nótese que la CDT es constante.

Tabla 4.9 Efecto del tipo de agregado en la máxima caída de temperatura permisible

Mineral del agregado	Máxima caída de temperatura [°C]	
	rápida	lenta
Caliza	11	25.3
Basalto	9.4	21.7
Granito	8.25	19.0
Arenisca	6	13.8
Cuarcita	5.5	12.7

De los datos anteriores podemos darnos cuenta que la mineralogía del agregado puede influir de forma muy importante dentro del diseño del concreto masivo. Si bien el tipo de agregado no podemos seleccionarlo por razones de control de temperatura, si es muy importante tenerlo presente durante todos los cálculos del diseño, ya que influye de forma esencial tanto en el aumento de temperatura (tabla 4.8), como en la máxima caída de temperatura. No es posible generalizar el diseño del control de temperatura para todos los agregados, ya que cada uno ofrecerá ventajas y desventajas únicas.

De acuerdo con nuestros cálculos, dado que nuestro agregado es de granito, aparentemente no existe mayor problema y no habría por qué preocuparse por el control de temperatura ya que el concreto únicamente se elevará 12.9°C y resiste una caída de hasta 19°C de temperatura. En otras palabras, siempre y cuando la temperatura pico no supere los 39°C, la estructura estará libre de grietas. Sin embargo ahora tenemos que considerar que la temperatura media anual, no será la temperatura a la que estaremos colocando el concreto, ya que por ejemplo, en el mes de julio la temperatura media es de 30°C. El colar a una mayor temperatura se refleja negativamente en dos aspectos, ya que además de que la temperatura pico aumenta directamente al aumentar la temperatura de colocación, el incremento de temperatura debido a la hidratación del cemento también aumenta, ya que es función de la temperatura de colocación (calculado mediante la figura 2.13):

Tabla 4.10 Efecto de la temperatura de colocación en la temperatura pico

Temp. Colocación =Temp. Ambiente [°C]	Incremento de temperatura [°C]	Temperatura pico [°C]
15	12.5	27.5
20	12.89	32.89
25	15.4	40.4
30	16.11	46.11

De los datos anteriores podemos darnos cuenta que al colar en el mes más cálido superamos considerablemente la máxima temperatura permisible (39°C), y por lo tanto habría agrietamientos en la presa. Es por ello que debemos de tomar medidas adicionales. (todo lo anteriormente explicado se comprenderá mejor al estudiar la figura 4.8 un poco más adelante)

Cálculo de la temperatura de colocación y sistema de preenfriamiento

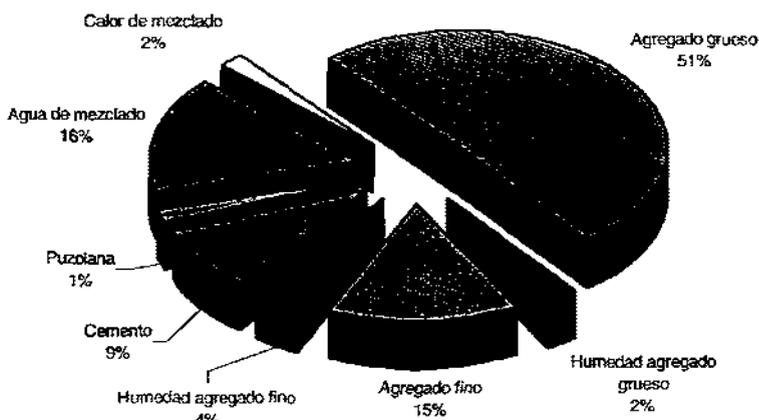
Lo primero que debemos calcular para conocer si se requiere un sistema de preenfriamiento sería conocer la temperatura a la que estaremos colocando el concreto. Esto depende de la temperatura a la que se encuentre cada uno de los componentes del concreto. Para el ejemplo consideraremos las condiciones para el mes de julio, que es el crítico, debido a que su temperatura es bastante mayor a la de los demás meses.

Tabla 4.11 Cálculo de la temperatura final de la mezcla

Componente	Proporciónamiento de la mezcla	1	2	3	4	5	6
		% en peso de la mezcla por kg	Cap. term. esp de cada elemento	Cap. term. esp. del concreto	Temp. inicial	Calor aportado a la mezcla por componente	% Calor aportado a la mezcla
		Frac. dec.	kJ/kg °C	kJ/kg °C	°C	kJ/kg	%
Agregado grueso	1646.12	0.6695	0.75	0.5022	29	14.56	50.6
Humedad agregado grueso	14.06	0.0057	4.18	0.0239	29	0.693	2.4
Agregado fino	488.84	0.1988	0.75	0.1491	29	4.325	15.0
Humedad agregado fino	20.89	0.0085	4.18	0.0355	29	1.030	3.6
Cemento	140	0.056	0.88	0.0501	50	2.506	8.7
Puzolana	46.66	0.019	0.84	0.0159	26	0.414	1.4
Agua de mezclado	102	0.0415	4.18	0.1734	27	4.682	16.3
Calor de mezclado						0.55	1.9
Total (Σ)	2458.57	1.0		0.9502		28.59	100

Para comprender mejor en que proporción es responsable cada uno de los elementos que conforman la mezcla dentro de la temperatura final del concreto se presenta a continuación la siguiente gráfica:

Fig 4.7 Porcentaje de calor aportado por cada elemento de la mezcla



Podemos observar que, como habíamos previsto (capítulo 3), la mayor parte del calor aportado proviene de los agregados, y particularmente del agregado grueso, el cual es responsable de más de la mitad de todo el calor de la mezcla. Por otra parte el agua, a pesar de ser poca en proporción con los demás elementos, aporta 16% del calor. El cemento, a pesar de ser el componente con la mayor temperatura inicial, únicamente aporta el 9%.

Temperatura de la mezcla

Para conocer la temperatura inicial de la mezcla es necesario dividir el total de calor por kilogramo de mezcla entre la capacidad térmica específica del concreto. En este caso la capacidad térmica específica del concreto es de 0.9502 kJ/kg °C, como se calculó en la tabla 4.10, con lo que la temperatura del concreto sería de:

$$T_{inicial} = \frac{28.59 \text{ KJ/Kg}}{0.9502 \text{ KJ/Kg}^{\circ}\text{C}} = 30.08^{\circ}\text{C}$$

La siguiente etapa consiste en calcular qué tanto enfriamiento requerimos en nuestra mezcla. Entonces, de acuerdo con lo estudiado en el capítulo 3, tendremos que:

La temperatura de colocación real tiene que ser de:

$$T_{cr} \leq \frac{C}{K_c \alpha} - \Delta T_m + T_s$$

$$T_{cr} \leq 19 - 16.11 + 20 = 22.9^\circ\text{C}$$

La temperatura de colocación real deberá ser de menos de 22.9°C para no exceder el límite máximo en la caída de la temperatura. En los meses fríos no debería haber problemas para colar a esta temperatura, sin embargo en el mes de julio (el más crítico) la temperatura de fabricación, de acuerdo con lo calculado en la tabla 4.9, es de 30.08°C suponiendo que en el proceso de transporte y colocación aumente 1.5°C más, el concreto se colocaría a 31.6°C , por lo que estaría muy por arriba del máximo permitido.

Lo siguiente que tenemos que calcular es a qué temperatura deberá ser fabricado el concreto para cumplir con las especificaciones, ya que, como estudiamos previamente, la temperatura de fabricación y la de colocación real no serán la misma, ya que el concreto estará intercambiando calor con el ambiente circundante. En los casos en que se utiliza el preenfriamiento el concreto absorberá calor del aire. Cabe señalar que la absorción de calor entre el concreto y el ambiente es un proceso que se dará en nuestro ejemplo durante los primeros 3 días (tiempo para alcanzar la temperatura pico) y que, a lo que nosotros hemos denominado temperatura de colocación real, no es propiamente la temperatura a la que colamos el concreto sino a la que estará reaccionando éste para alcanzar su temperatura máxima.

De acuerdo con la figura 2.12, el concreto del bloque que estamos calculando con una relación V/S de 1.67m y un tiempo de exposición de 3 días (tiempo estimado para alcanzar la temperatura máxima) absorberá un 35% de la diferencia de la temperatura entre su

temperatura de fabricación y la del ambiente. Por lo que sí requerimos que la temperatura de colocación real sea de 23°C. Su temperatura de fabricación se puede calcular como:

$$T_{fabricación} + \% absorción (T_{ambiente} - T_{fabricación}) + 1.5^{\circ}C = 23^{\circ}C$$

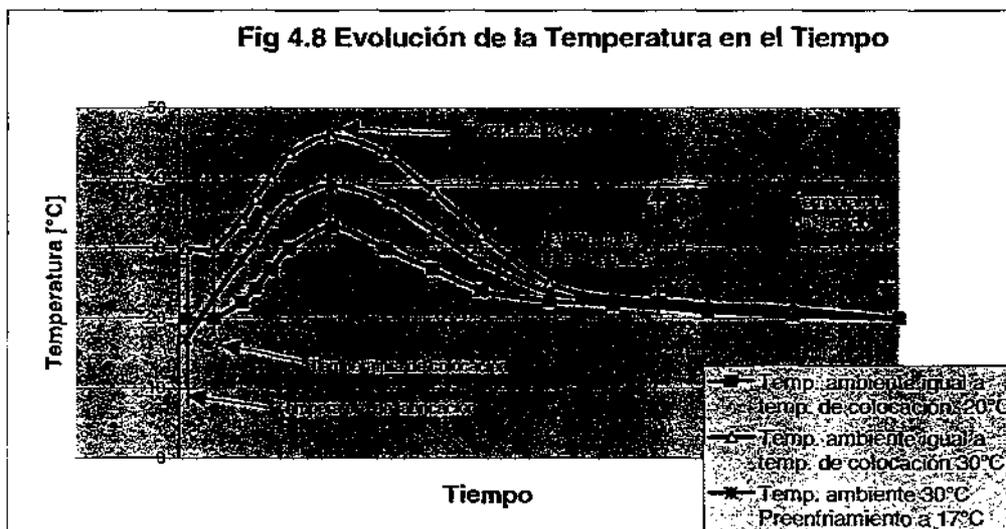
$$T_{fabricación} + 0.35(30 - T_{fabricación}) + 1.5^{\circ}C = 23^{\circ}C$$

despejando

$$T_{fabricación} = 17^{\circ}C$$

Lo que significa que si el concreto sin ningún procedimiento de preenfriamiento se encuentra a 30.1°C debemos de preenfriarlo cuando menos 13.1°C para evitar el agrietamiento. El hacer un cálculo iterativo sobre el efecto de la nueva temperatura de colocación real (23°C) sobre la máxima temperatura que alcanzará el concreto ya no se hará, debido a que su efecto es mínimo, e implicaría repetir muchas de las operaciones ya descritas en el ejemplo. En un caso más riguroso si sería necesario hacer estas iteraciones.

Fig 4.8 Evolución de la Temperatura en el Tiempo



Las gráficas de la figura 4.8 muestran la evolución de la temperatura en el tiempo para tres situaciones distintas. La primera curva se refiere a la mezcla calculada originalmente, en cuyo caso la temperatura de colocación (20°C) es la misma que la temperatura media anual. En este caso la temperatura pico es de 33°C y no existe problema con la máxima caída de temperatura. La segunda curva muestra lo que sucedería si no se tomara ninguna medida al colar en el mes más cálido, donde la temperatura ambiente sería de 30°C (La temperatura de colocación es la misma). En este caso la temperatura del concreto alcanzaría los 46°C . Esta temperatura, como se muestra en la gráfica, rebasa significativamente la máxima caída permisible de temperatura. La tercera curva muestra el comportamiento del concreto si se toman medidas de preenfriamiento durante el mes más cálido. Aquí se observa claramente como el concreto es colocado a una temperatura mucho más baja (23°C) con lo que se elimina la posibilidad de rebasar la máxima temperatura admisible (39°C). Un aspecto que también se recalca en la tercera curva es lo referente a la temperatura de fabricación. En este caso debido a que la temperatura de colocación no es la misma que la del ambiente, el concreto estará absorbiendo calor del ambiente, lo que obliga a fabricar el concreto a una temperatura aún menor (17°C), para que la absorción de calor no afecte la temperatura de colocación. En las primeras dos curvas la temperatura de fabricación se ha despreciado, ya que se limitó el estudio a los otros puntos de la curva y no se hizo el análisis correspondiente, y simplemente se supuso la temperatura de colocación real como la misma de la temperatura ambiente. Sin embargo un análisis riguroso requeriría cálculos más detallados que también consideraran la temperatura original de cada elemento, el calor absorbido en el proceso de mezclado y transporte y el calor absorbido del ambiente. Este estudio completo solamente se hizo para la curva # 3, ya que en las otras dos curvas el efecto de estos parámetros no alteraría su esencia significativamente.

Lo anterior es válido suponiendo que únicamente se utilizará el preenfriamiento como método de control de temperatura. En nuestro caso supondremos esta situación para poder analizar más aspectos en el control del preenfriamiento. Utilizando un valor conservador, en el caso del postenfriamiento se puede reducir la temperatura pico en 5°C , por lo que para un caso semejante al nuestro, únicamente sería necesario enfriar para tener una temperatura de colocación real menor de 28°C y una temperatura de fabricación de 24°C .

Cálculo del preenfriamiento

De acuerdo con lo visto en el capítulo 3 la manera más sencilla de enfriar el concreto es disminuyendo la temperatura del agua. Por lo tanto primero analizaremos que tanto podemos disminuir la temperatura del concreto con agua fría.

Si enfriamos toda el agua de mezclado a 2°C, la temperatura del concreto disminuirá en:

$$H_a = \frac{4.186w_a\Delta T_a}{c_c}$$

$$H_a = \frac{4.186kJ/kg^{\circ}C(0.0415kg/kg)(25^{\circ}C)}{0.9502kJ/kg^{\circ}C} = 4.57^{\circ}C$$

De acuerdo con nuestros cálculos, únicamente enfriar el agua no sería suficiente para alcanzar la temperatura deseada, por lo que se requieren otros métodos para lograrlo. Otro mecanismo muy utilizado sería la sustitución de hielo por agua de mezclado.

Podemos calcular qué tanto hielo sería necesario para enfriar el concreto los 8.5°C que faltan. Para hacerlo despejamos de la siguiente ecuación (3.4) el peso proporcional de hielo en la mezcla.

$$H_h = \frac{334w_h}{c_c}$$

Despejando el peso del agua:

$$w_h = \frac{H_h C_c}{334} = \frac{8.5^{\circ}C * 0.9502kJ/kg^{\circ}C}{334kJ/kg} = 0.024kg/kg$$

Este valor representa el 58.3% (ó 59.5 kg/m³) del total de agua, lo cual es una proporción muy adecuada para ser incluida dentro de la mezcla. (Nótese que se desprecia el cambio de

temperatura en el hielo, así como el cambio de temperatura de agua a 0°C a 2°C, por ser insignificante en el cambio de temperatura de todo el concreto).

A manera de ejercicio, ahora calcularemos a qué temperatura tendríamos que enfriar el agregado grueso en caso de que resultara imposible o inconveniente la utilización de agua fría y hielo en la mezcla:

De la ecuación 3.5, tenemos que la disminución de la temperatura en el concreto debido al enfriamiento del agregado grueso se puede calcular como:

$$H_s = \frac{0.75w_g \Delta T_s}{c_c}$$

Si despejamos la ΔT_s obtenemos:

$$\Delta T_s = \frac{H_s c_c}{0.75w_g} = \frac{13.1^\circ\text{C} * 0.9502 \text{kJ/kg}^\circ\text{C}}{0.75 \text{kJ/kg}^\circ\text{C} * 0.6695 \text{kg/kg}} = 24.78^\circ\text{C}$$

Lo que significa que el agregado grueso habría que enfriarlo de su temperatura original de 29°C a 4.22°C para alcanzar la temperatura deseada en el concreto, lo cual podría ser logrado mediante alguno de los métodos estudiados en el capítulo anterior. Se ha despreciado la disminución en la temperatura del agua de absorción, ya que su aportación es mínima.

Otra posibilidad es combinar el uso de agua fría con el enfriamiento de los agregados, en cuyo caso únicamente habría que enfriarlos hasta una temperatura de 13°C en lugar de los 4.22°C.

La selección de método o combinación de métodos para resolver este problema será dictada por la factibilidad técnica que exista en el lugar y del medio que resulte más económico. Para encontrar la combinación óptima será necesario probar con diferentes opciones.

Diseño del sistema de postenfriamiento

De acuerdo con lo visto en las secciones anteriores, la temperatura pico podrá elevarse hasta 19°C sobre la temperatura de equilibrio, debido a que ésta es la máxima caída de temperatura posible sin ocasionar daños al concreto (agrietamiento). Por lo tanto, nuestro sistema de postenfriamiento deberá estar diseñado para disminuir la temperatura de la estructura de 39°C a 20°C en un tiempo razonable para que todas las juntas de contracción (tanto transversales, como longitudinales) puedan ser inyectadas dentro del tiempo de obra.

De no utilizarse un sistema de postenfriamiento, la presa tardaría por lo menos 69 años en alcanzar los 22°C (pérdida del 90% de la diferencia con la temperatura ambiente, este valor fue calculado utilizando la gráfica de la figura 2.15), tiempo que resulta inaceptable. De aquí la *obligatoriedad de utilizar el postenfriamiento*.

Utilizando el sistema de postenfriamiento para disminuir la temperatura en 19°C, lograríamos abrir cada junta en 2.28mm lo cual está dentro del rango aceptable.

Para diseñar el sistema de postenfriamiento se deben seleccionar los siguientes parámetros:

- Diámetro de la tubería
- Gasto del flujo de agua
- Espaciamiento vertical
- Espaciamiento horizontal
- Longitud de las tuberías
- Temperatura del agua
- Tiempo de operación

De todos estos parámetros, como estudiamos en el capítulo 3, para algunos ya se han encontrado valores ideales, mientras que para otros, existen recomendaciones para su diseño. Basándonos en todas estas recomendaciones haremos una primera aproximación y después modificaremos algunos de los parámetros para ver su efecto en el sistema y evaluar

sus ventajas y desventajas. Para esta sección utilizaremos unidades del sistema inglés ya que los nomogramas para el diseño no son adimensionales.

a) El diámetro exterior de la tubería utilizada será de 1", ya que por lo visto anteriormente es un valor que ha probado ser conveniente y su modificación no reporta grandes ventajas.

b) Seleccionaremos un gasto en el flujo de 0.25 l/s (4 galones /minuto) como un valor inicial. Recordemos que este valor ya no es conveniente incrementarlo, porque el beneficio sería mínimo. Sin embargo reducirlo podría estar justificado dentro del esquema global del sistema de postenfriamiento.

c) Por simplicidad constructiva, consideraremos que el espaciamiento vertical es de 1.5m (5 ft) ya que las tuberías se colocarán sobre cada hilada de concreto.

d) Como primer acercamiento, plantearemos que el espaciamiento horizontal sea igual al vertical para obtener un gradiente de temperatura uniforme.

e) Partiremos del valor ideal de 244m (800 ft) como longitud de la tubería. La modificación de este parámetro obedece más a razones geométricas de los bloques y a la forma en que podrán ser distribuidos los serpentines que a factores en el control de temperatura.

f) Buscaremos diseñar el sistema en dos etapas, la primera considerará la utilización del agua del río a la temperatura ambiente (temperatura del agua del río 27°C) y la segunda utilizando agua refrigerada. De momento, consideraremos la temperatura de refrigeración nuestra variable de diseño.

c) Como vimos anteriormente, el sistema de postenfriamiento se puede operar en tres pasos. El primero se lleva a cabo tras el primer día de colado y tiene como objetivo disminuir la temperatura pico. En este primer paso el sistema se opera a su máxima capacidad ya que el concreto se está calentando y por lo tanto no se pueden generar esfuerzos térmicos debidos a la operación del sistema. La disminución de la temperatura pico es difícil de calcular,

porque además del problema propio de evaluar simultáneamente la generación de calor y el efecto del postenfriamiento, el equipo no operará bajo condiciones de diseño, sino bajo las máximas disponibles, las cuales pueden variar, dependiendo del momento de la obra. Esta etapa únicamente dura unos 3 días y conviene estimarla en un valor conservador de 5°C. Esta disminución puede verse reflejada ya sea en el postenfriamiento o en el preenfriamiento. Si el preenfriamiento se mantiene constante, el postenfriamiento será menor (se sigue colocando el concreto a baja temperatura y éste al elevar menos su temperatura alcanza una menor temperatura máxima), por otro lado, si se disminuye el preenfriamiento el postenfriamiento se mantendrá constante (el preenfriamiento ya no es tan rígido y por lo tanto la temperatura máxima alcanzada sigue siendo la misma). Para efectos del ejemplo en el diseño del postenfriamiento supondremos que el concreto alcanza la máxima temperatura posible es decir 39°C, a fin de hacer más interesante el ejemplo.

De acuerdo con lo anterior, el diseño del sistema se haría en dos etapas, la primera con agua del río a temperatura ambiente, cuyo fin principal es asegurar que el concreto no elevará más su temperatura sobre la máxima calculada debido al calor de hidratación que se sigue generando. Esta etapa durará aproximadamente 2 semanas.

La segunda etapa tiene como objetivo disminuir la temperatura hasta la temperatura de equilibrio para que las juntas puedan ser inyectadas. Esta etapa debe durar aproximadamente entre uno y dos meses. Durante este lapso se utilizará agua enfriada. Debemos recordar que no debemos exceder el enfriamiento por día máximo recomendado, ya que de lo contrario, en lugar de ser un enfriamiento lento, podría volverse rápido, sin permitir que la fluencia haga efecto. Para la primera etapa se recomienda enfriar el concreto hasta 0.6°C por día y en la segunda de 0.3 a 0.4 °C por día.

Diseño primera etapa

- Diámetro exterior de la tubería = 1"
- Gasto = 4 galones /minuto
- Espaciamiento vertical = 5 ft
- Espaciamiento horizontal = 5 ft
- Longitud del serpentín = 800 ft.
- Temperatura inicial del agua = 27 °C

- Temperatura inicial del concreto = 39 °C
- Diferencia inicial = 12 °C
- Máxima disminución de temperatura diaria = 0.6 °C/día
- Tiempo de operación = 14 días
- Difusividad del concreto = 0.043 ft²/hr
- Temperatura final del concreto = diseño

Utilizando los nomogramas encontramos que:

$$\frac{\theta_m}{\theta_o} = 0.58$$

Este valor representa la proporción de la diferencia de temperatura que aún queda dentro del concreto. Si la diferencia inicial de temperatura era de $\theta_o=12^{\circ}\text{C}$, la diferencia tras 14 días de operación es de 7°C , en otras palabras el concreto se encuentra a 34°C . El concreto hasta este momento ha perdido 0.35°C , por día lo cual está por debajo del máximo permitido.

Si el sistema operara una semana más (21 días en total) bajo las mismas condiciones la temperatura del concreto únicamente disminuiría 2°C para llegar a 32°C , y si se operara por 28 días la temperatura del concreto llegaría a los 31°C . De estos datos podemos darnos cuenta que el efecto del postenfriamiento va perdiendo efectividad conforme va pasando el tiempo. Por ello la utilización del sistema en su primera etapa no tiene sentido que se extienda por demasiado tiempo ya que la diferencia de temperaturas entre el agua y el concreto no es mucha.

Diseño segunda etapa

- Diámetro exterior de la tubería = 1"
- Gasto = 4 galones /minuto
- Espaciamiento vertical = 5 ft
- Espaciamiento horizontal = 5 ft
- Longitud del serpentín = 800 ft.
- Difusividad del concreto = 0.043 ft²/hr
- Temperatura inicial del concreto = 34 °C
- Temperatura final del concreto = 20 °C
- Disminución máxima de temperatura por día = 0.3 °C/día
- Tiempo mínimo de operación (calculado) = 20 °C/0.3 °C/día = 50 días
- Temperatura del agua = diseño

Utilizando los nomogramas

Encontramos que:

$$\frac{\theta_m}{\theta_o} = 0.11$$

Sabemos que:

$$\frac{\theta_m}{\theta_o} = \frac{T_{final} - T_{agua}}{T_{inicial} - T_{agua}}$$

Despejando la temperatura del agua encontramos que la temperatura del agua debe ser de 18°C para estas condiciones. La temperatura del agua no requiere demasiado enfriamiento, por lo que la solución puede ser económica. Nótese que esto se debe en gran parte a que la temperatura de equilibrio es elevada. Suponiendo un lugar cuya temperatura de equilibrio fuera más baja, el agua de las tuberías tendría que ser refrigerada mucho más.

Ahora hagamos algunos comentarios respecto a esta solución:

Si quisiéramos aumentar la velocidad de enfriamiento a 0.4°C/día el tiempo total sería de 37 días, entonces la temperatura del agua debería de ser de 15.5°C. Sin embargo tenemos que considerar que el concreto no perderá calor de forma constante, lo que significa que en los primeros días la disminución será mayor que en los últimos, lo que significa que sería conveniente, que la segunda etapa se subdividiera en otras subetapas a fin de asegurar que no se excederá la máxima disminución posible durante los primeros días.

Ahora consideramos qué sucede si disminuimos el gasto en el flujo. Suponiendo un gasto de únicamente 3 galones/minuto, para 50 días el agua debería enfriarse a 17°C, y para 37 días a 14°C.

Ahora si modificamos el espaciamiento horizontal de 5 ft a 6 ft el agua habría que enfriarla a 16.7°C para un tiempo de 50 días o modificar este periodo a 65 días para una temperatura del agua de 18°C.

Haciendo una burda aproximación, si los serpentines se colocan a un espaciamiento de 5 ft (1.5 m) para el bloque que estamos analizando (55 x 15 metros) se requerirían 600m de tubería en total para satisfacer la especificación. Si se utiliza un espaciamiento de 6 ft (1.8m), únicamente se requerirían 508m y se utilizara separación de 4 ft (1.2 m) se requerirían 742m en total.

La longitud de las tuberías está relacionada con la cantidad de tuberías que se requerirían instalar. Si los serpentines son muy cortos se podría reducir el tiempo de operación o la temperatura del agua, pero habría que utilizar más conexiones, válvulas, etc.

De tal manera se pueden evaluar muchas opciones diferentes para cumplir con la especificación. Finalmente la opción seleccionada será la más práctica y económica. La estimación del costo deberá considerar entonces el costo inicial que depende de la cantidad de tubería y accesorios por un lado y por el otro el costo de operación que incluirá el tiempo que se utilizará el sistema, la temperatura del agua y el gasto del flujo. La selección del sistema deberá contemplar todo el postenfriamiento en su conjunto, para funcionar adecuadamente en forma simultánea en varios monolitos.

Comentarios adicionales

Con esto concluimos el ejemplo de aplicación. Como hemos visto a lo largo de este ejemplo, la cantidad de soluciones para controlar la temperatura dentro del concreto de las presas es muy amplia. La selección de una o más medidas debe de ser evaluada de forma global, para que sea compatible con las demás especificaciones de la obra. Este ejemplo nos ha permitido de forma general observar como influyen dentro del control de la temperatura en el concreto una gran variedad de parámetros.

4.2 Experiencia de presas construidas

Los procedimientos aquí comentados han ido evolucionando poco a poco. A continuación haremos un pequeño análisis histórico de las presas de concreto, en especial de las presas

de Estados Unidos que han sido pioneras en el uso de varios procedimientos constructivos y que resultan interesantes para nosotros ya que la mayor parte de las teorías en que basamos nuestras investigaciones están sustentadas en sus estudios. Posteriormente, analizaremos de manera breve el control de temperatura en el concreto en una presa construida en México en 1936, la presa de la Angostura en Sonora, y después, de dos grandes presas mexicanas construidas recientemente: Huites y Zimapán.

Presas en Estados Unidos

En los Estados Unidos existen tres autoridades fundamentalmente que se han encargado del diseño y construcción de presas, estas son: El United States Bureau of Reclamation, el U.S. Army Corps of Engineers, y la Tennessee Valley Authority. Las investigaciones que han realizado estos tres grupos han permitido desarrollar en gran medida las características del concreto masivo.

En un principio las presas de concreto se construían sin demasiado control de calidad en las mezclas y no existían teorías bien definidas sobre las propiedades de los materiales. A principios del siglo XX las mezclas del concreto eran muy húmedas y pasaron más de diez años después de las investigaciones de Duff Abrams (1918) sobre la importancia de la relación agua/cemento para que se tomaran en cuenta en la construcción de presas. Normalmente no se utilizaban aditivos. Una de las excepciones fue la construcción de la presa Arrowrock (1915), una presa de gravedad de 107m de altura que en su momento fue la más alta del mundo. Esta presa fue construida combinando cemento pórtland con granito molido.

En los 30's se lograron una gran cantidad de adelantos, el primero fue sin duda la construcción de la presa Hoover (1935). Una presa de arco-gravedad de 2.4 millones de m³ de concreto y que aún a la fecha sigue siendo una de las más altas del mundo. Esta presa fue construida en un tiempo record gracias a sus innovadores procesos constructivos. Se empleó cemento pórtland tipo IV (aunque no fue la primera vez ya que un año antes se empezó a utilizar en la presa Morris en Pasadena) y por primera vez se utilizó el sistema de

postenfriamiento mediante tuberías enbebidas en el concreto. Esto permitió avanzar a una mayor velocidad e inyectar las juntas de contracción aún durante el periodo de construcción. La construcción de Hoover fue un éxito.

Más o menos en la misma época se construyó la presa Norris (1939) que tuvo una gran cantidad de problemas. Se utilizó una gran cantidad de cemento tipo II (223 kg/m^3) y no se utilizaron juntas de contracción paralelas al eje de la presa. Además no se utilizaron programas de postenfriamiento. La presa tuvo severos agrietamientos y filtraciones.

De estas dos experiencias se concluyó que era imperativo la utilización de medidas encaminadas a controlar la temperatura del concreto, ya que de lo contrario se volverían a vivir experiencias desagradables.

Con esta filosofía se construyeron exitosamente las presas de Grand Coulee (1942), de 8 millones de m^3 que fue construida con cemento tipo IV en algunas partes y en otras con cemento tipo II, ya que el primero se tardaba demasiado en fraguar, y la presa de Shasta (1945) de 5.9 millones de m^3 .

La presa Hiwassee (1940) fue la primera presa en romper la marca de los 223 kg/m^3 . Se había visto que en muchas presas se utilizaba demasiado cemento y las resistencias obtenidas eran excesivas para los bajos esfuerzos a los que se ven sujetas las presas de gravedad. Con base en estos estudios, se concluyó reducir la cantidad de cemento lo que, además de disminuir los costos, ayudaba importantemente en el control de temperatura. En esta presa únicamente se utilizaron 167 kg/m^3 .

La presa Norfolk (1945) fue la primera presa en utilizar sistemas de preenfriamiento en forma sistemática y seria. Durante su construcción se utilizó hielo para reemplazar agua con el fin de disminuir la temperatura de la mezcla.

Posteriormente se construyó la presa Detroit (1953) que con un extraordinario control de temperatura en el concreto consiguió eliminar todas las juntas de contracción longitudinales

(paralelas al eje de la presa) con bloque de hasta 102m sin ningún agrietamiento importante. Además prácticamente se eliminó el uso del postenfriamiento. Este proyecto fue muy exitoso y marco el camino de muchos otros.

La presa de Glen Canyon se construyó combinando tanto el preenfriamiento como el postenfriamiento ya que el clima era muy adverso. Gracias a un gran control de calidad y a un buen diseño de la construcción su resultado fue satisfactorio.

Posteriormente se construyeron otras presas de concreto importantes, entre ellas la presa Dworshak (1973) una presa de gravedad muy alta (219 m). Esta presa a pesar de haber tenido buenos controles de calidad y utilizar muchas de las técnicas exitosas aplicadas en obras anteriores, tuvo muy serios agrietamientos una vez que empezó a funcionar y tuvo contacto con el agua helada. Se cree que una de las principales causas de los grandes agrietamientos es que las juntas de contracción transversales no fueron inyectadas lo que permitió que las grietas se extendieran al no tener restricción lateral. Por esta razón, muchos diseñadores prefieren inyectar las juntas transversales de las presas de gravedad a pesar de los costos y de lo innecesario en cuanto a la estabilidad.

Presa de la Angostura en México

La Presa de la Angostura se encuentra localizada en Sonora, en el río Bavispe, afluente del río Yaqui. La presa fue construida entre 1936 y 1942. Esta presa mexicana fue construida utilizando muchos de los principios que aún hoy en día seguimos considerando.

La cortina de la presa es de tipo gravedad, con un radio de curvatura constante, en la ladera derecha está empotrada en la pared del cañón, y en la izquierda, la pared superior se apoya en un contrafuerte de concreto.

La altura de la presa es de 91.75m, con una longitud a la altura de la corona de 178m. El espesor de la presa es de 3.5m a la altura de la corona, y de 31m en el fondo del cauce.

Para su construcción se utilizaron 184 000 m³ de concreto, con un tamaño máximo de agregado de 152mm (6"). Para resolver el problema de la generación de calor se utilizó cemento tipo pórtland de bajo calor de hidratación, producido por primera vez en México para esta obra. Además se utilizó un sistema de postenfriamiento basado en serpentines enbebidos en el concreto, por los que se hizo circular agua fría. La tubería utilizada fue de 2.5 cm de diámetro exterior.

Presas Huites⁶⁹

La presa Huites que fue concluida en 1995, se encuentra localizada en el río Fuerte en Sinaloa. Esta presa es la más grande de tipo gravedad (155m) construida en México. Por su gran volumen (2.1 millones de m³) fue necesario hacer un estudio detallado de cómo se controlaría la temperatura del concreto para evitar los agrietamientos.

La presa de Huites resulta peculiar ya que su cortina está constituida por tres secciones, una de tipo gravedad vertedora (en la margen izquierda), otra de tipo gravedad no vertedora (en el centro) y un arco (margen derecha). El análisis estructural y diseño de estas secciones no es motivo de este trabajo pero existe un punto fundamental relacionado con nuestro estudio: Las juntas de contracción.

La cortina de tipo gravedad de 318m de largo fue dividida en 15 bloques independientes de entre 15 y 20m cada uno, separados por las juntas de contracción. Como ya hemos mencionado, en general, muchas presas de gravedad no requieren de interacción entre los monolitos que la componen. Sin embargo en Huites debido a su estructura singular se requirió inyectar las juntas de contracción para que toda la presa actuara como un solo monolito ya que se consideró que los monolitos vertedores ejercerían acciones transversales por su posición sobre una ladera de pendiente pronunciada y se requería que los monolitos no vertedores apuntalaran a los monolitos vertedores. Otra acción semejante se esperaba en

⁶⁹ CNA; Memoria de Cálculo Proyecto Hidroeléctrico Luis Donaldo Colosio (Huites) Tomos I y II; México, 1996.

el otro extremo debido al empuje del arco. Además se consideró la posibilidad de un sismo al actuar en dirección paralela al eje de la cortina.

Por otro lado se consideró necesario la inclusión de una junta de contracción longitudinal (paralela al eje de la cortina) ya que de acuerdo con recomendaciones de la USBR (estudiadas en este trabajo) no debería haber bloques cuya longitud fuera mayor a los 60m. En la parte inferior la cortina tiene un ancho de 124m por lo que se optó por utilizar una junta de contracción longitudinal a 66m del pie del talud de aguas arriba.

La necesidad de inyectar tanto las juntas de contracción transversales y longitudinales obligó a los diseñadores a pensar en la utilización de un sistema de postenfriamiento para que todas las juntas pudieran ser inyectadas dentro del periodo de construcción de la obra.

Se hicieron estudios sobre la temperatura que alcanzaría el concreto tras la hidratación del cemento. La obra contemplaba la utilización de distintos concretos dependiendo del tipo de estructura que se estuviera colando. Las resistencias iban desde los 120 kg/cm² en la parte superior de la cortina hasta los 350 kg/cm² en la obra de toma. Lo que daba consumos de cemento de 133 a 310 kg/m³ de concreto. Como ya hemos estudiado el incremento de temperatura está directamente relacionado con el tipo y cantidad de cemento, en el caso de Huites los aumentos adiabáticos se estimaron entre 19 y 44 °C.

Por otro lado el clima imperante en la zona es bastante alto. La temperatura media anual es de 25.9 °C con una temperatura media mensual de 19.5°C en enero y de 32°C en junio.

Bajo estos datos de diseño y considerando que por el volumen y tiempo de exposición de cada uno de los bloques únicamente se perderían 3°C bajo enfriamiento natural se tomaron las medidas necesarias para controlar la temperatura.

Para empezar se limitó la temperatura de colocación original a 18°C y más adelante se aceptaron tolerancias temporales de 26°C. Considerando una sección promedio para ejemplificar colocando el concreto a 22°C se esperaba tener una temperatura pico de 43 °C.

Además se diseñó el sistema de serpentines el cual funcionaría en dos etapas. En la primera se utilizaría agua directamente del río a 20°C, con un gasto de 0.2 l/s durante 64 días. Con lo que se buscaba alcanzar una temperatura de 30 °C. En una segunda etapa se planeó utilizar agua refrigerada a 6°C con el mismo gasto durante 17 días para lograr un abatimiento hasta los 24°C.

En toda la presa se utilizó tubería de PVC flexible de 1" de diámetro con una separación horizontal de 1.5m. Los serpentines fueron colocados sobre cada hilada de concreto y quedaron ahogados en el concreto de la hilada siguiente. La separación vertical fue variable debido a que el espesor de las hiladas cambiaba. Debe resaltarse que en algunas secciones donde los espesores eran de 3 metros se colocaron serpentines intermedios a 1.5m. La longitud de cada tubería se limitó a 300m. Se diseñó un sistema que permitiera alimentar y operar de forma adecuada todos los serpentines dividiendo a la presa en 4 tramos diferentes.

Adicionalmente se diseñó todo el sistema de inyectado de lechada conforme a las recomendaciones hechas por la USBR. Cada junta transversal fue dividida en 17 secciones menores a 400 m² para ser inyectada. Se diseñó para que la inyección se llevara a cabo cuando el concreto alcanzara una temperatura de 24°C, en que la junta se habría abierto de 3 a 4 mm. La presión utilizada fue de 3 a 4 kg/cm².

Desgraciadamente durante la etapa de construcción de la presa fue necesario modificar muchas de las especificaciones lo que provocó que se tuvieron que tomar medidas adicionales para contrarrestar problemas derivados de estos cambios.

Presas Zimapán

El proyecto hidroeléctrico Zimapán es uno de los más importantes construidos en México en los últimos años. Este proyecto fue concluido en 1995 y se encuentra en Hidalgo en el límite con Querétaro. Su principal función es la generación de energía eléctrica

aprovechando el potencial del río Moctezuma, el cual forma parte del sistema hidrológico del río Pánuco.

La cortina de la presa es de tipo arco-bóveda de concreto con una altura desde la cimentación de 207m de altura. Esta es la presa de concreto más alta en nuestro país y una de las más altas del mundo. Para su construcción se utilizaron 220,000 m³ de concreto.

La presa tiene un grosor de 22 m en la parte inferior y 5.5 m en la parte superior. La longitud de la corona es de 115m. Fue construida en 5 monolitos separados por juntas transversales. El espaciamiento de las juntas transversales en los monolitos es de aproximadamente 25m, una distancia considerable. Siendo una cortina de arco-bóveda de pared delgada, no existen evidentemente juntas longitudinales.

La presa fue construida en bloques cuyo espesor fue de 3m. Una altura de bloque bastante grande, lo que sugiere que se requería un gran control de temperatura para evitar agrietamientos. De acuerdo con lo estudiado en este trabajo la relación V/S sería de aproximadamente 3m, con lo que las condiciones de disipación de calor se aproximan a las adiabáticas.

La mezcla de concreto fue hecha con un tamaño máximo de agregado de 3". El mineral utilizado para los agregados fue caliza triturada (tanto para la arena como la grava). Se utilizó cemento tipo II mezclado con puzolana. El cemento fue de bajo álcali, ya que se encontró que el agregado podría reaccionar con el cemento normal. El cemento utilizado fue especialmente diseñado por la cementera para la presa de Zimapán. Además se utilizaron aditivos reductores de agua.

El concreto utilizado en la cortina de la presa estaba diseñado para una resistencia de 280 kg/m². Para ello se diseñó un concreto cuyo contenido de cemento sería de 220kg/m³, sin embargo tras estudios posteriores se pudo reducir esta cantidad hasta 190 kg/m³.

El sitio donde se encuentra la presa de Zirapán tiene una temperatura media anual de 22°C que fue considerada como la temperatura final de servicio. Sin embargo en ciertas épocas del año se alcanzan temperatura de hasta 37°C a las que se tuvo que trabajar.

El control de temperatura en el concreto la cortina se realizó mediante la combinación de dos procedimientos el preenfriamiento y el postenfriamiento.

De acuerdo con los estudios realizados el concreto no debía alcanzar una temperatura mayor a los 43°C tras la elevación de la temperatura. Para ello se calculó que la temperatura máxima de colocación debía de ser de 20°C y para ello se fabricó a 16°C. Para lograr tan baja temperatura de fabricación se utilizó hielo y agua refrigerada a 2°C.

Como estudiamos todas las juntas transversales en las presas de arco deben ser inyectadas. Para ello es necesario que el concreto alcance su temperatura final de servicio. El postenfriamiento, como estudiamos anteriormente puede ser un excelente método para alcanzar este objetivo. El postenfriamiento se realizó mediante la circulación de agua por tuberías ahogadas en el concreto. Las tuberías se colocaron sobre cada hilada, por lo que su separación vertical fue de 3m. El enfriamiento se hizo en dos fases, la primera con agua del río a temperatura ambiente, y la segunda con agua refrigerada. En total la operación duró 90 días.

El comportamiento térmico de la presa fue monitoreado con mucha precisión gracias a una gran cantidad de sensores que se dejaron ahogados en distintos puntos de la cortina y que permitieron conocer a detalle la evolución de la temperatura dentro del concreto.

Gracias a un excelente control de calidad derivado de una estricta supervisión se cumplió con todas las especificaciones, lo que se tradujo en una obra exitosa cuyos problemas debidos a aspectos térmicos fueron mínimos.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

Como primera parte de este capítulo presentamos una síntesis de los puntos más importantes estudiados en este trabajo.

En el presente siglo los ingenieros civiles tendremos la enorme responsabilidad de dar el mejor uso posible al agua, ya que es un recurso cada vez más escaso y a la vez con mayor demanda. Una de las formas más importantes que tenemos para controlar el agua es mediante la construcción de presas. Las presas de concreto ofrecen a los diseñadores una gran cantidad de ventajas, aunque su construcción presenta también varias limitaciones. Una de estas limitantes se refiere al agrietamiento que puede producirse en las grandes secciones de concreto debido a las tensiones producidas por la retracción térmica. Estos esfuerzos se deben a que el cemento al hidratarse produce una gran cantidad de calor, que en el caso de grandes secciones no puede escapar, lo que origina que la temperatura se eleve considerablemente, y conforme va pasando el tiempo la temperatura de la masa de concreto se va enfriando hasta alcanzar la temperatura media anual de la localidad. Paralelamente a este enfriamiento, como ocurre con todos los sólidos, se produce una contracción, la cual, al estar restringida, se traduce en tensiones, que como sabemos, son pobremente resistidas por el concreto sin refuerzo. Este problema obliga tanto a los diseñadores como a los constructores a tomar medidas que permitan mitigarlo.

El capítulo 2 de este trabajo abordó los temas que tienen que ver con la manera de evaluar el problema generado por la elevación de la temperatura. De esta manera se analizaron todos los factores que están relacionados con los esfuerzos derivados de los cambios de temperatura, como son la restricción, el módulo de elasticidad, la fluencia, la capacidad de deformación por tensión, el coeficiente de expansión térmica y la generación y disipación del calor. A lo largo del capítulo se presentaron procedimientos que permiten estimar valores de cada uno de estos parámetros a partir de datos básicos de diseño. Con base en la información anterior es posible hacer un dictamen sobre el grado de control de temperatura que se requiere para evitar el agrietamiento.

Una vez conocidos todos los factores que intervienen en los esfuerzos de tensión producidos por efectos térmicos el capítulo 3 presenta en forma clara una serie de propuestas que permiten, en forma independiente o en conjunto, solucionar el problema. Estas soluciones se concentran en cuatro grupos fundamentales. El primero se refiere a un muy estricto control de calidad de los materiales que serán utilizados y su proporcionamiento, haciendo énfasis en todas aquellas medidas que tengan como fin disminuir la cantidad de cemento en la mezcla. El segundo grupo estudia los factores de diseño referentes a efectos geométricos como son el espaciamiento de juntas de contracción y de construcción y la calendarización de la obra. El tercer grupo de soluciones se refiere a las medidas que se tomarán para disminuir la temperatura de colocación del concreto. Finalmente el cuarto grupo habla del sistema de postenfriamiento, su importancia, su diseño y su operación. Además se incluyen a lo largo de todo el capítulo recomendaciones tanto de diseño como de proceso constructivo enfocadas a disminuir el problema.

Finalmente, en el capítulo 4 se resuelve un ejemplo, en que se aplican todos los conceptos estudiados anteriormente. Este ejemplo se resuelve de manera explícita y se presenta una gran cantidad de soluciones alternas que permiten una discusión sobre qué sucedería si se aplicase una u otra opción. De esta manera, el ejemplo contiene una gran cantidad de comentarios que permiten hacer conclusiones de cómo afecta cada uno de los factores al resultado final. El problema busca encontrar una solución global que involucre diferentes conjuntos de soluciones a fin de entender cómo cada elemento interactúa con los demás. También se incluye en este capítulo una breve reseña histórica de cómo fue evolucionando el control de la temperatura en el concreto de presas y se incluye un comentario de dos presas mexicanas importantes construidas recientemente.

Una amplia conclusión sobre aspectos cuantitativos que inciden sobre la generación de calor y el control de la temperatura dentro del concreto de las presas ha sido discutida dentro del ejemplo de aplicación en el capítulo 4 por lo que carece de sentido repetirla. Por lo anterior quisiera enfocar mis conclusiones sobre dos aspectos fundamentales dentro de todo el proceso de diseño y construcción de la presa. El primero se refiere a la importancia de la experimentación y el segundo se refiere a buscar alternativas que vean el problema de

forma global, de tal forma que la solución se vea reflejada dentro de un marco que involucre todos los aspectos del diseño y construcción de la presa y no estudie cada problema en forma aislada.

En el presente trabajo se ha hecho una exhaustiva investigación sobre la información publicada sobre el control de temperatura en el concreto masivo, por lo que la información contenida en éste, ha sido debidamente corroborada en publicaciones serias y de prestigio internacional, por lo que puede ser utilizada con confianza. Sin embargo, debemos de tener muy claro que cada obra de ingeniería civil es diferente, cada una ofrece características particulares que hacen imposible encontrar una solución única para cada uno de los casos estudiados. Esta tesis presenta aspectos genéricos que permiten estudiar cualquier caso y recomienda valores típicos cuando hace falta algún dato, lo que hace posible una evaluación para un anteproyecto. De cualquier manera, debemos estar conscientes de que, para poder hacer un estudio más profundo, es imperativo contar con información real proveniente de la experimentación. El concreto es un material en que, a pesar de su muy amplia utilización, no pueden conocerse a detalle todas sus características a priori. Es requisito indispensable conocer perfectamente todas sus propiedades para hacer un diseño plenamente satisfactorio. Un profundo estudio de laboratorio, aunque costoso, siempre presentará enormes beneficios económicos, ya que podremos reducir los factores de seguridad, temiendo plena certeza de lo que estamos haciendo, de lo contrario tendremos que protegernos mediante la utilización de coeficientes y valores conservadores, que seguramente no reflejarán la realidad con la que estamos trabajando. Por ello, toda la información contenida en un anteproyecto será de enorme utilidad para conocer los índices dentro de los que estamos trabajando, permitiéndonos conocer hacia dónde nos dirigimos y a dónde debemos enfocar nuestros esfuerzos para conocer mayores detalles.

Este trabajo nos ha permitido darnos cuenta de que el problema térmico en el concreto es función de una enorme cantidad de variables, de que cada una afecta significativamente el resultado, y por lo tanto la solución también está basada en una gran cantidad de parámetros. Es por ello que considero como otro punto fundamental dentro de esta conclusión el hacer hincapié en la importancia de abordar el problema como un todo y no

como un conjunto de partes aisladas. En primer lugar, la solución al problema específico del control de temperatura en el concreto debe estudiarse como un conjunto de medidas, es decir todas las etapas que comprende su control deben estar íntimamente relacionadas, desde un inicio. El control de temperatura debe formar parte integral del diseño, y no ser el resultado de una improvisación durante la construcción de la obra. El procedimiento es delicado y requiere toda la atención, por lo que un estricto control de calidad es obligado. El efecto de cada uno de los parámetros que interviene, como se estudió a detalle en el capítulo cuatro, es sumamente sensible, así que cambios sobre la marcha tienen que ser plenamente justificados. Las medidas dirigidas a controlar la temperatura sólo funcionarán si todo el conjunto de estas medidas está plenamente interrelacionado. Una leve modificación en la cantidad de cemento podría modificar todo el programa de control de temperatura, por ello todo el sistema debe estar perfectamente estudiado y trabajar conjuntamente. Debemos estudiar hasta donde sea posible la acción de la mayor cantidad de parámetros, ya que todos pueden contribuir benéfica o perjudicialmente. El control de la temperatura es un problema complejo, ya que en él actúa una gran cantidad de variables, que solamente evaluadas de forma global permiten conocer su verdadera importancia, ya que el efecto de unas sobre otras es lo que nos arroja el resultado final. Sin embargo debemos ir más allá; el conjunto de medidas que utilicemos dentro del control de temperatura debe estar perfectamente integrado al proceso global del diseño de toda la presa. Solamente así aseguraremos que el resultado sea totalmente satisfactorio. Esto implica, finalmente, que las disposiciones y recomendaciones de diseño sean cabalmente cumplidas por el constructor, ya que de nada servirá hacer profundos estudios y análisis si en el momento de su puesta en práctica no se cumplen.

Apéndice I Conversión de Unidades

A continuación se muestran algunas equivalencias de unidades utilizadas a lo largo de este trabajo.

❖ Temperatura

Grados de Temperatura

$$1^{\circ}\text{C} = 1.8^{\circ}\text{F}$$

Temperatura

$$^{\circ}\text{C} = \frac{^{\circ}\text{F} - 32^{\circ}}{1.8}$$

❖ Distancia

$$1 \text{ m} = 3.281 \text{ ft} = 39.37 \text{ in}$$

$$1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ ft} = 12 \text{ in}$$

❖ Volumen

$$1 \text{ m}^3 = 1.3 \text{ yd}^3$$

❖ Peso

$$1 \text{ N} = 0.101 \text{ kg}_f$$

$$1 \text{ lb}_f = 0.453 \text{ kg}_f$$

❖ Esfuerzo

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 0.981 \text{ MPa} \quad (\text{por facilidad a lo largo del trabajo se utilizó } 1 \text{ kg/cm}^2 = 0.1 \text{ MPa})$$

$$1 \text{ kg/cm}^2 = 14.5 \text{ psi}$$

❖ Energía (Calor)

$$1 \text{ kJ} = 0.2388 \text{ kcal}$$

$$1 \text{ kJ} = 0.9478 \text{ BTU}$$

❖ Gasto

$$1 \text{ m}^3/\text{minuto} = 16.66 \text{ lt/s} = 264 \text{ U.S. galones/minuto}$$

❖ Difusividad

$$1 \text{ m}^2/\text{hr} = 10.8 \text{ ft}^2/\text{hr}$$

$$1 \text{ m}^2/\text{día} = 24 \text{ m}^2/\text{hr}$$

Apéndice II Características importantes del concreto en varias presas construidas¹

Tabla AII-1 Principales características de mezclas de concreto masivo													
Presa	Año	tipo	Cemento		Puzolana kg/m ³	Arena kg/m ³	Agreg. grueso		TMA [mm]	Agua kg/m ³	W/(C+P) W/C	Aire incluido	Densidad kg/m ³
			tipo	kg/m ³			kg/m ³	mineral					
Hoover	1936	arco-gravedad	IV	225	0	552	1589	caliza y granito	229	130	0.58	0	2497
Norris	1936	gravedad	II	200	0	750	1487	dolomita	152	135	0.67	0	2498
Bonneville	1938	gravedad	Mezclado	195	0	694	1513	basalto	152	149	0.76	0	2504
Bartlett	1939	bóvedas-múltiples	IV	276	0	713	1346	cuarcita y granito	76	160	0.58	0	2479
Grand Coulee	1942	gravedad	II y IV	224	0	582	1523	basalto	152	1334	0.60	0	2463
Shasta	1945	gravedad	IV	219		537	1614	andesita	152	122	0.56	0	2442
Hungry Horse	1952	arco-gravedad	II	111	53	499	1672	arenisca	152	77	0.47	3.0	2414
Detroit	1953	gravedad	II y IV	134	0	593	1595	diorita	152	113	0.85	5.5	2435
Glen Canyon	1963	arco-gravedad	II	111	56	461	1651	caliza	152	91	0.54	3.5	2370
Yellowtail	1965	arco-gravedad	II	221	50	526	1670	caliza y andesita	152	82	0.49	3.0	2448
Dworshak	1972	gravedad	II	125	42	439	1770	granito	152	97	0.59	3.5	2473
Libby	1972	gravedad	II	188	29	536	1708	cuarcita	152	79	0.68	3.5	2440
Francisco Madero Mex.	1949	contrafuertes	IV	221	0	530	1412	riolita y basalto	152	132	0.60	---	---
Krasnoïarsk URRS	1970	Gravedad	IV	230	0	---	---	granito	100	126	0.55	---	---
Itaipú Br.	1982	contrafuertes	II	108	13	582	1837	basalto	152	85	0.70	4.0	2537

Presa	Resistencia a compresión [MPa]				Módulo de elasticidad [$\times 10^4$ MPa]				Módulo de Poisson			
	Edad (días)				Edad (días)				Edad (días)			
	28	90	180	365	28	90	180	365	28	90	180	365
Hoover	20.9	22.8	---	29.6	3.8	4.3	---	4.7	0.18	0.20	---	0.21
Grand Coulee	33.0	35.6	---	41.3	3.2	4.2	---	4.1	0.17	0.20	---	0.23
Glen Canyon	17.6	26.3	27.2	---	3.7	---	4.0	---	0.11	---	0.14	---
Flaming Gorge	20.3	24.1	26.7	32.3	2.4	3.0	3.2	---	0.13	0.25	0.20	---
Yellowtail	---	31.6	37.4	38.9	---	4.2	3.7	4.3	---	0.24	0.26	0.23
Morrow Point	32.9	41.1	44.3	46.1	3.0	3.4	3.7	3.2	0.22	0.22	0.23	0.20
Libby	10.0	17.0	---	22.0	2.2	2.8	---	3.8	0.14	0.18	---	---
Dwoshak	8.3	14.0	---	21.4	---	2.6	---	32.6	---	---	---	---
Itaipú	13	18.0	18.0	19.0	3.8	4.3	4.3	4.5	0.18	0.21	0.22	0.20

Presa	Permeabilidad m/s/m
Hoover	1.83×10^{-13}
Hungry Horse	5.45×10^{-13}
Glen Canyon	5.33×10^{-13}
Flaming Gorge	3.27×10^{-12}
Yellowtail	5.81×10^{-13}
Dworshak	5.59×10^{-13}
Libby	1.38×10^{-12}

Tabla AII-4 Propiedades térmicas del concreto masivo								
Presa	Agreg-grioso	Temp. [°C]	Coeficiente de expansión Millonesimas/°C		Conducti-vidad kJ/(m hr °C)	Cap. Term. Espec. kJ/kg °C	Densidad kg/m ³	Difusividad m ² /hr X10 ⁻³
			TMA 37.5 mm	TMA 114 mm				
Hoover	caliza	10	9.5	8.6	10.6	0.887	2500	4.7
		38			10.4	0.941		4.4
		66			10.3	1.050		3.9
Gran Coulee	basalto	10	7.9	8.3	6.74	0.916	2534	2.9
		38			6.74	0.967		2.7
		66			6.78	1.75		2.5
Shasta	andesita	10	---	8.6	8.20	0.916	2510	3.6
		38			8.16	0.975		3.3
		66			8.16	1.033		3.2
Angostura	caliza	10	7.2	—	9.29	0.925	2423	4.2
		38			9.20	0.992		3.8
		66			9.08	1.054		3.5
Hungry Horse	arenisca	10	9.7	9.4	10.1	0.895	2425	4.6
		38			10.0	0.937		4.4
		66			9.87	0.983		4.2
Glen Canyon	caliza	10	—	—	13.3	0.908	2407	6.0
		38			12.8	0.971		5.5
		66			12.3	1.033		4.9
Flaming Gorge	caliza y arenisca	10	—	—	11.1	0.925	2411	5.0
		38			10.9	0.979		4.6
		66			10.8	1.038		4.3
Yellowtail	caliza	10	—	7.7	9.67	0.946	2444	4.2
		38			9.46	1.000		3.9
		66			9.20	1.054		3.6
Libby	cuarcita	36	11.7	10.8	13.9	0.920	2435	6.2
Dworshak	granito	36	—	9.9	9.9	0.920	2467	3.9
Itaipú	basalto	36	—	7.8	7.8	0.975	2537	2.7

¹ ACI 207.1R-96 Mass Concrete; Michigan, 1996

Referencias bibliográficas consultadas

1. ACI 207.1R-96 Mass Concrete; Michigan, 1996.
2. ACI 207.2R-95 Effect of Restrain, Volume Change and Reinforcement of Cracking of Mass Concrete; Michigan, 1995.
3. ACI 207.4R-93 Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete; Michigan, 1993.
4. ACI 207.5R Roller-Compacted Mass Concrete; Michigan, 1999.
5. ACI 209R-92 Prediction of Cracking, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures; Michigan, 1992.
6. ACI 211.1 Proporcionamiento de Mezclas. Concreto normal, pesado y masivo; IMCYC; México, 1993.
7. ACI 224R-90 Control of Cracking in Concrete Structures; Michigan, 1992.
8. ACI 305R-99 Hot Weather Concreting; Michigan, 1999.
9. ACI 306R-88 Cold Weather Concreting; Michigan, 1988.
10. ACI 318-95 Reglamento para las construcciones de concreto estructural; IMCYC; México, 1997.
11. ASCE – USCOLD Committee on Current US Practice in the Design and Construction of Arch Dams, Embankment Dams and Concrete Gravity Dams; ASCE; USA 1967.
12. CFE y el Instituto de Ingeniería de la UNAM; Manual de Tecnología del Concreto; Limusa; México 1994.
13. CFE; Proyecto Hidroeléctrico Zimapán; México 1992.
14. CNA; Memoria de Cálculo Proyecto Hidroeléctrico Luis Donaldo Colosio (Huites); México, 1996.
15. CARLSON, R. W. Houghton, D. L and Polivka M.; Causes and Control of Cracking in Unreinforced Mass Concrete; ACI Journal, Proceedings V 76 No. 7 pp 821-837; July 1979.
16. CLARK, Roy R.; Mass Concrete Control in Detroit Dam; ACI Journal, Proceedings V. 28 No. 12, June 1957 pp 1145-1168.

17. COPEN; Merlin D.; Rapid Construction of Arch Dams; Proceedings Engineers Foundation Research Conference on Rapid Construction of Concrete Dams, Asilomar Conference Grounds, Pacific Grove may 1970 pp 113-146.
18. Enciclopedia Microsoft Encarta 2000.
19. GOLZE Alfred; Handbook of Dam Engineering; Van Nostrand Reinhold; USA 1977.
20. HOUGHTON D.L.; Concrete Strain Capacity Tests –Their Economic Implication; Proceedings Engineers Foundation Research Conference on Economic Construction of Concrete Dams, Asilomar Conference Grounds, Pacific Grove may 1972 pp 75-99.
21. HOUGHTON D.L.; Determining Tensile Strain Capacity of Mass Concrete; ACI Journal Proceedings V 73 No. 12 pp 691-700; December 1976.
22. JANSEN, Robert; Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation; Editorial Van Nostrand Reinhold; New York, 1988.
23. KOSMATKA; H Steven et al. Diseño y control de mezclas de concreto; IMCYC; México 1992.
24. LIFE Science Library; Water; Time-Life Books; New York, 1968.
25. LIU T.C. , McDonald, J.E. Prediction of Tensile Strain Capacity of Mass Concrete; ACI Journal Proceedings V 75 No. 5 pp 192-197; mayo 1978.
26. MEHTA, Kumar et al; Concreto: Estructura, propiedades y materiales; IMCYC; primera edición; México, 1998.
27. NEVILLE Adam; Tecnología del Concreto; IMCYC; primera edición; México, 1999.
28. Nueva Norma Mexicana de los Cementos; Editado por Grupo APASCO; 1999.
29. PARKER, Albert; Planning and Estimating Dam Construction; Mc Graw Hill USA, 1971.
30. PRICE, Walter H; Control of Cracking in Mass Concrete; Concrete International: Design and Construction; V 4 N 10; Oct. 1982.
31. RAWHOUSER, Clarence; Cracking and Temperature Control of Mass Concrete; Journal of the American Concrete Institute Vol 16 No 4, feb. 1945; Detroit, 1945.

32. SRH, Irrigación y Control de Ríos; Presas de almacenamiento en México; México, 1958.
33. SRH, IRSSC ; Estudio del Estado del Arte en el Diseño Construcción de Cortinas de Concreto; México 1976.
34. TEBBULT; Fundamentos de Control de la calidad del agua; Ed. Limusa Noriega; México 1990.
35. THOMAS, Henry; The Engineering of Large Dams; Great Britain 1976 Vol I y II.
36. TORRES Herrera, Francisco; Obras Hidráulicas; Segunda Edición; Editorial Limusa; México 1997.
37. TOWNSEND, Charles; Control of Temperature Cracking in Mass Concrete, publicado en ACI SP-20 Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete; USA, 1968.
38. TROXELL, George; Composition and properties of Concrete; Mc Graw Hill; New York; 1956.
39. USBR; Design of Gravity Dams; Denver, 1976.
40. USBR; Design of Arch Dams; Denver, 1977.
41. USBR; Diseño de Presas Pequeñas; Séptima edición; Compañía Editorial Continental; México, 1978.
42. VALLARINO Eugenio; Tratado Básico de Presas; Seminario de Publicaciones de la Escuela de Ingeniería de Madrid; España, 1992.
43. WADDELL Joseph J.; Concrete Construction Handbook; Second edition; Mc Graw Hill; 1974, USA.
44. WADDELL Joseph J. and Joseph A Dobrowolski; Concrete Construction Handbook; third edition; Mc Graw Hill; 1993, USA.
45. ZHU Bofang y Cai Jianbo; Finite Element Analysis of Effect of Pipe Cooling in Concrete Dams; ASCE, Journal of Construction Engineering and Management; Vol. 115 No 4 Dec 1989.