
Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

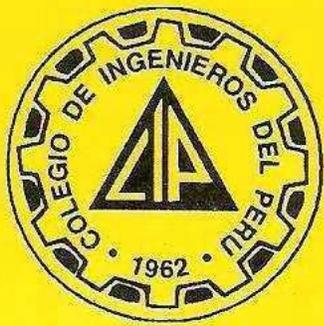
[Más recursos gratis Aquí](#)

[Clic aqui para ir al sitio web](#)

[Explore nuestra Tienda](#)



[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)



CAPITULO DE INGENIERIA CIVIL

CONSEJO DEPARTAMENTAL DE LIMA

ENRIQUE PASQUEL CARBAJAL

**TOPICOS DE TECNOLOGIA
DEL CONCRETO EN EL PERU**

LIBRO 17

COLECCION DEL INGENIERO CIVIL

1992 - 1993

ENRIQUE PASQUEL CARBAJAL

**TOPICOS DE TECNOLOGIA
DEL CONCRETO
EN EL PERU**

□
□
□

Segunda Edición □ **Noviembre** □ □ □

© **Enrique Pasquel Carbajal**

Calle 4, Mz E-5 N° 163

Los Alamos de Monterrico

Lima 33 - Perú

Teléfono : 0051-1-3451937

Fax : 0051-1-3450036

© **Colegio de Ingenieros del Perú**

Consejo Nacional

Av. Arequipa 4947

Lima 18 - Perú

Teléfono : 0051-1-4456540

Fax : 0051-1-4477143

□

Derechos Reservados ©

*Prohibida la reproducción parcial o total
de esta obra sin permiso expreso del autor.*

Impreso en □ **Lima** □ **PERU** □

□

□

PROLOGO A LA SEGUNDA EDICION

Noviembre 1998

PREFACIO DEL AUTOR A LA SEGUNDA EDICION

El apoyo brindado por el Colegio de Ingenieros del Perú en Noviembre de 1993, posibilitó la primera edición de este trabajo, que se constituyó en el Libro 17 de la “Colección del Ingeniero Civil“ ideada y promovida tan exitosamente por Antonio Blanco durante su gestión al frente del Capítulo de Ingeniería Civil.

Nuevamente la iniciativa de Antonio Blanco como actual Decano Nacional del CIP ha hecho factible la presente edición al haberse agotado la anterior, por lo cual le expresamos nuestro mayor agradecimiento.

Hemos hecho una revisión completa del libro en la búsqueda de mejorarlo y complementarlo en aspectos que han tenido la gentileza de hacernos notar colegas, estudiantes y amigos, durante los cursos, conferencias y seminarios que hemos dictado en varias ciudades del país, y por el convencimiento que un trabajo de este tipo siempre puede y debe perfeccionarse , ameritando cada nueva edición incorporar un esfuerzo en ese sentido.

Es así que en el Apéndice se ha añadido a la información suministrada por los fabricantes locales de cemento en 1993, la remitida posteriormente por aquellos que accedieron a actualizarla; hemos ampliado el capítulo 8 referido a la evaluación estadística de resultados de resistencia en concreto, se han complementado los Capítulos 11 y 12 incorporando los últimos avances científicos relativos al diagnóstico de la reactividad alcalina en agregados y concreto endurecido, y se ha replanteado el capítulo 13 enfocándolo desde la perspectiva de la Calidad Total, que es un tema de gran vigencia a nivel internacional, que merece ser difundido por la trascendencia que tendrá en un futuro no muy lejano en la industria de la construcción , como ya la tiene en otras áreas de la actividad productiva.

Finalmente, se han introducido algunas correcciones gramaticales y de sintaxis para una mejor comprensión del texto, se han mejorado las tablas y gran parte de los gráficos, añadiéndose un índice alfabético para la ubicación fácil de los diversos temas.

ENRIQUE PASQUEL CARBAJAL
Noviembre 1998

DEDICATORIA

A mi padre el Ing. Francisco Pasquel Ormaza y a la memoria de mi abuelo el Ing. Francisco Pasquel y Cáceres.

AGRADECIMIENTO

La idea de escribir este libro data de hace varios años, pero no hubiera sido posible hacerla realidad sin el estímulo y apoyo desinteresado de mis amigos y colegas Juan Bariola, Gianfranco Ottazzi y Antonio Blanco, para concretar su redacción y publicación .

Un reconocimiento especial a mi padre por su gran aporte en el desarrollo del Capítulo 1.

Finalmente, el agradecimiento más profundo a mi esposa Adela y a mis hijos Enrique y Christian, por toda su ayuda y comprensión durante el tiempo dedicado a la culminación de este trabajo.

E.P.C.
Nov. 1993

INTRODUCCION

" La práctica sin ciencia es como un barco sin timón "

Leonardo DaVinci, 1452-1519

La premisa que antecede a este párrafo, establecida por uno de los mayores genios de la humanidad en una época en que paradójicamente el empirismo era el derrotero en la búsqueda de las respuestas a los fenómenos naturales, resulta hoy en día de una vigencia notable, si reflexionamos en que lo concluido hace cuatro siglos constituye en el presente con todos los avances científicos logrados, el camino lógico y obligatorio en el desarrollo y aplicación de cualquier tecnología.

En el caso particular de la Tecnología del Concreto, hace ya algunos años que se viene relegando en nuestro país la importancia de este campo, dándole la connotación equivocada de una especialidad con base científica limitada, que se aprende con la práctica .

Es una realidad, que en nuestras universidades, se dicta por lo general durante la formación del ingeniero civil sólo un curso de Tecnología del Concreto, y algunas veces dentro de un curso general de "Materiales de Construcción", pese a que es el concreto el material que debe dominar casi a diario el profesional de la construcción. Sin embargo, se instruye al futuro ingeniero con métodos de cálculo y diseño estructural cada vez mas complejos y refinados, que si bien son fundamentales, en muchos casos pierden su eficacia y trascendencia, cuando en las obras se suman los errores y deficiencias por desconocimiento de los conceptos que gobiernan el producto final, por falta de actualización y profundidad en estos temas.

Nuestro país cuenta con toda la gama de climas y condiciones ambientales posibles, y que en algunos casos son singulares, por lo que problemas tan antiguos como son el producir técnicamente concreto durable en la sierra y el altiplano, trabajar en forma científica y eficiente con agregados marginales como es el caso de nuestra selva, o superar profesionalmente las dificultades de hacer concreto en climas cálidos como sucede en la mayor parte de la costa, están a la espera de soluciones creativas de uso corriente que contribuyan al avance de la Tecnología del Concreto local.

El objetivo de este libro es el de proveer las herramientas científicas básicas para conocer, emplear y evaluar profesionalmente el comportamiento de un material como el concreto que tiene un potencial inagotable tanto en su uso como en la investigación de los fenómenos que lo afectan.

Pese a tocarse los temas clásicos de cualquier libro sobre Tecnología del Concreto, se ha pretendido enfocarlos dentro de la óptica de las realidades de nuestro país, con apreciaciones personales que quizás resulten en algunos casos polémicas, pero elaboradas con el ánimo de reflexionar con el lector en la búsqueda de soluciones para el progreso de esta especialidad en nuestra patria.

Se ha tratado de incorporar la información técnica mas actualizada con las limitaciones del avance continuo que existe en este campo, complementada con recomendaciones prácticas emanadas de la experiencia científica comprobada en diversas obras por el autor.

No creemos haber cubierto todos los temas y no dudamos que se encontrarán aspectos que quizás merecieron otro tratamiento o estén incompletos , pero si este trabajo con sus limitaciones contribuye en aportar a los lectores algunas respuestas y soluciones, a sus problemas cotidianos en el empleo del concreto, nos sentiremos satisfechos ya que este libro habrá cumplido su cometido.

El Autor

WILBER CUTIMBO CHOQUE

e-mail:wil-ber_2511@hotmail.com

Cel. 953686056

MOQUEGUA - PERU

INDICE

Página

CAPITULO 1.-	
RESEÑA HISTORICA DE LA TECNOLOGIA DEL	
CONCRETO EN EL PERU.....	1
1.0	Introducción.
1.1	El Imperio Incaico.
1.2	La Colonia.
1.3	Los Gremios.
1.4	La República del Siglo XIX.
1.5	El Siglo XX.
CAPITULO.2.-	
CONCEPTOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO	
Y LOS MATERIALES PARA SU ELABORACION.....	11
2.0	Introducción.
2.1	La Tecnología del Concreto. Conceptos fundamentales.
2.2	Los componentes del Concreto.
CAPITULO 3.-	
EL CEMENTO PORTLAND	17
3.0	Introducción.
3.1	Fabricación del Cemento Portland.
3.2	Composición del Cemento Portland.
3.3	Las fórmulas de Bogue para el cálculo de la composición potencial de los cementos.
3.4	Mecanismo de hidratación del cemento.
3.5	Estructura de la pasta del cemento hidratado.
3.6	Tipos de cemento y sus aplicaciones principales.
3.7	Los Cementos Peruanos y sus características.
3.8	Condiciones de control y almacenaje en obra y sus consecuencias.
CAPITULO 4.-	
EL AGUA EN EL CONCRETO.....	59

- 4.0 Introducción.
- 4.1 El agua de mezcla.
- 4.2 El agua para curado.

CAPITULO 5.-
LOS AGREGADOS PARA CONCRETO.....69

- 5.0 Introducción.
- 5.1 Clasificación de los Agregados para Concreto.
- 5.2 Características Físicas.
- 5.3 Características Resistentes.
- 5.4 Propiedades Térmicas.
- 5.5 Características Químicas.
- 5.6 Características Geométricas y morfológicas.
- 5.7 El análisis Granulométrico.
- 5.8 El Módulo de Fineza.
- 5.9 La Superficie Específica.
- 5.10 Mezcla de Agregados.
- 5.11 Evaluación de la calidad y la gradación de agregados.
- 5.12 Exploración y explotación de Canteras.

CAPITULO 6.-
ADITIVOS PARA CONCRETO.....113

- 6.0 Introducción.
- 6.1 Clasificación de los Aditivos para Concreto.
- 6.2 Aditivos acelerantes.
- 6.3 Aditivos Incorporadores de aire.
- 6.4 Aditivos reductores de agua - Plastificantes.
- 6.5 Aditivos Superplastificantes.
- 6.6 Aditivos Impermeabilizantes.
- 6.7 Aditivos Retardadores.
- 6.8 Curadores Químicos.
- 6.9 Aditivos Naturales y de procedencia corriente.

CAPITULO 7.-
PROPIEDADES PRINCIPALES DEL CONCRETO.....129

- 7.0 Estructura Interna del Concreto.
- 7.1 Propiedades Principales del Concreto fresco.
- 7.2 Propiedades Principales del Concreto Endurecido.

**CAPITULO 8.-
EVALUACION ESTADISTICA DE LOS RESULTADOS
DE ENSAYOS DE RESISTENCIA EN CONCRETO.....145**

- 8.0 Introducción.
- 8.1 Fundamentos Estadísticos.
- 8.2 Criterios Generales.
- 8.3 Criterios del Reglamento ACI-318.
- 8.4 Criterios del Reglamento Nacional de Construcciones.

**CAPITULO 9.-
DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO NORMALES...171**

- 9.0 Introducción.
- 9.1 Parámetros básicos de los métodos de diseño de mezclas de Concreto.
- 9.2 Pasos generales en los métodos de diseño de mezclas.
- 9.3 El Método Tradicional del ACI y sus alcances.
- 9.4 Métodos basados en curvas teóricas.
- 9.5 Métodos basados en curvas empíricas.
- 9.6 El Método del Módulo de fineza Total.
- 9.7 Optimización de Diseños de Mezcla en Obra.

**CAPITULO 10.-
CONCRETOS ESPECIALES.....213**

- 10.0 Introducción.
- 10.1 Concreto Masivo.
- 10.2 Concreto Compactado con Rodillo.
- 10.3 Concreto Ligero.
- 10.4 Concreto Anti-contracción.
- 10.5 Concreto Fibroso.
- 10.6 Concreto Refractario.
- 10.7 Concreto Sulfuroso.
- 10.8 Concreto Impregnado con polímeros.
- 10.9 Concreto cementado con polímeros.
- 10.10 Concreto de cemento portland polimerizado.
- 10.11 Concreto con cenizas volátiles.
- 10.12 Concreto con microsílíce.

- 10.13 Concreto con agregado precolocado.
- 10.14 Concreto lanzado o shotcrete.
- 10.15 Concreto Pesado.

CAPITULO 11.-

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN EL CONCRETO

FISURACION, CAUSAS Y CONTROL.....237

- 11.0 Introducción.
- 11.1 Fenómenos causantes de los cambios Volumétricos.
- 11.2 Contracción o Retracción.
- 11.3 Contracción intrínseca o espontánea.
- 11.4 Contracción por secado.
- 11.5 Factores que afectan la contracción por secado.
- 11.6 Contracción por carbonatación.
- 11.7 Flujo o Fluencia.
- 11.8 Cambios Térmicos.
- 11.9 Agresión Química Interna y Externa.
- 11.10 Control de los cambios volumétricos.
- 11.11 Control de la contracción y el flujo.
- 11.12 Control de los cambios térmicos.
- 11.13 Control de la agresión química.

CAPITULO 12.-

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO, COMO

ESTABLECERLA Y CONTROLARLA.....273

- 12.0 Introducción.
- 12.1 Factores que afectan la durabilidad del concreto.
- 12.2 Congelamiento y deshielo y su mecanismo.
- 12.3 Control de la durabilidad frente al hielo y deshielo.
- 12.4 Ambiente químicamente agresivo.
- 12.5 Efecto de compuestos químicos corrientes sobre el concreto.
- 12.6 Cloruros.
- 12.7 Sulfatos.
- 12.8 Control de la agresión química.
- 12.9 Abrasión.
- 12.10 Factores que afectan la resistencia a la abrasión del concreto.
- 12.11 Recomendaciones para el control de la abrasión.
- 12.12 Corrosión de metales en el concreto.
- 12.13 Mecanismo de la corrosión.

- 12.14 Como combatir la corrosión.
- 12.15 Reacciones químicas en los agregados.
- 12.16 Reacción Sílice-Alcalis.
- 12.17 Reacción Carbonatos-Alcalis.
- 12.18 Recomendaciones sobre reacciones químicas en los agregados.

CAPITULO 13.-

LA CALIDAD EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Y LA CONSTRUCCION CON CONCRETO.....317

- 13.0 Introducción.
- 13.1 Conceptos Básicos de calidad
- 13.2 La calidad en la industria de la construcción y la construcción con concreto.
- 13.3 Control de calidad del concreto
- 13.4 Conceptos estadísticos básicos para evaluar resultados de pruebas standard de control de calidad del concreto.
- 13.5 Control de calidad de los materiales para la fabricación del concreto.
- 13.6 Control de calidad del concreto fresco.
- 13.7 Control de calidad del concreto endurecido.

APENDICE

Información suministrada por fabricantes de cemento.....351

INDICE ALFABETICO.....373

----OO----

WILBER CUTIMBO CHOQUE

e-mail:wil-ber_2511@hotmail.com

Cel. 953686056

MOQUEGUA - PERU

CAPITULO 1

RESEÑA HISTORICA DE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO EN EL PERU.

1.0 INTRODUCCION.

La Tecnología del Concreto a nivel mundial ha venido ligada a la historia del cemento y al desarrollo de la Ingeniería Civil, y en el Perú sucedió algo similar.

En esta breve reseña se abordan en apretada síntesis los aspectos generales que ligán nuestras raíces históricas con los aspectos técnicos que fueron creando las bases de la Ingeniería Civil local y consecuentemente la tecnología en lo que al concreto se refiere.

Creemos que es importante conocer aunque sea someramente los hechos y aportes en su mayoría anónimos de los que nos antecedieron en épocas y condiciones quizás mucho más duras y difíciles que la actual, si reflexionamos sobre las tremendas limitaciones que debieron afrontar, y que pese a ello sobreponiéndose a esos retos, cimentaron la estructura científica y tecnológica que hoy día aprovechamos.

1.1 EL IMPERIO INCAICO.

No obstante que los antiguos peruanos tuvieron sólidos conocimientos sobre astronomía, trazado y construcción de canales de irrigación, edificaciones de piedra y adobe, no existen evidencias del empleo de ningún material cementante en este período que se caracterizó por un desarrollo notable del empleo de la piedra sin elementos ligantes de unión entre piezas.

Constituye un misterio hasta nuestros días cómo sin el conocimiento de la rueda ni un sistema de escritura completo, lograron nuestros antepasados adelantos tan notables para aquellos tiempos en aspectos como la agricultura, irrigación, vialidad y edificación que obviamente compensaron la no disponibilidad de otros recursos técnicos.

1.2 LA COLONIA.

Desde la época de los egipcios, griegos y romanos se empleaban cementos naturales rudimentarios, sin embargo los primeros antecedentes del empleo de materiales aglomerantes ó cementantes en el Perú datan del siglo XVI en la Colonia, en que los españoles implantan los conocimientos técnicos de la época con marcada influencia árabe consecuencia de nueve siglos de ocupación de la Península Ibérica. Con el auge y riqueza del Virreinato del Perú crecen las edificaciones y el ornato de las ciudades, motivando el empleo de materiales y técnicas mas elaboradas.

Una descripción muy ilustrativa de los usos constructivos de aquella etapa histórica se halla en uno de los estudios del Arq. Héctor Velarde (**Ref.1.1**):

" Las calles de la Lima colonial eran inconfundibles. La primera impresión que recibía el viajero era la de estar en una ciudad musulmana; el ambiente árabe dado por la profusión y variedad de los balcones de madera salientes, cerrados como armarios calados y suspendidos en las fachadas, era de los mucharabies del Cairo. En las construcciones coloniales, generalmente de dos pisos, los cimientos eran de piedra grande de río "amarradas" y con mezcla de cal y arena lo que se denominaba el calicanto; los muros gruesos de adobe en la primera planta, revestidos con barro hecho de arcilla de chacra fina y escogida. La segunda planta se construía con telares de piezas de madera de sección rectangular formando marco con sus diagonales de refuerzo que le daban rigidez; no se unían con clavos o alcayatas sino se empleaban tiras de cuero mojado, que al secarse los ajustaba; luego se cubrían con caña y se revestían con barro fino. Los techos eran de tablones de madera sobre cuartería de sección gruesa también de madera cubiertos con una capa de torta de barro con paja para resguardarla de la garúa limeña."

Como se observa, el "concreto" rudimentario de aquella época empleaba el calicanto como aglomerante con inclusión de piedras de diversos tamaños en lo que sería una especie de concreto ciclópeo actual. Su uso se limitaba por lo general a las cimentaciones, aunque existen evidencias de algunas estructuras con arcos de medio punto en que se utilizó eficientemente este material.

La tradición limeña cuenta que el puente de piedra sobre el Río Rimac iniciado en el año 1,608, concluido en 1,610 y que aún existe, se edificó

agregando al mortero de cal y arena huevos frescos en gran cantidad para mejorar sus propiedades resistentes, en lo que constituiría uno de los intentos más precoces y pintorescos en el empleo de "aditivos" en el país.

Es interesante anotar que en este período se desarrolla de manera preponderante la técnica de construcción de fortificaciones militares, iglesias y conventos que hoy en día testimonian las bondades de los criterios de diseño y procedimientos constructivos empleados con los materiales disponibles, destacando entre ellas la Catedral de Lima que es el edificio de adobe más alto del mundo.

1.3 LOS GREMIOS.

Se originan en la Colonia emulando organizaciones similares en Europa y subsistiendo hasta bien avanzada la República como agrupaciones de personas dedicadas a la práctica de un arte u oficio. Debían pagar patente por ejercer su especialidad y estaban regidos por reglamentos y disposiciones especiales que debían cumplirse con escrupulosidad y rigidez bajo pena de sanciones severas.

Constituyen los antecesores de los Colegios profesionales de hoy, pero con una organización sumamente elitista y en algunos casos secreta que buscaba cautelar sus conocimientos así como el desarrollo y uso adecuado de los mismos.

Dentro de cada gremio, los asociados se clasificaban en aprendices, compañeros y maestros, según sus aptitudes. El gremio que agrupaba a los profesionales de la construcción era el de los albañiles, cuyo nombre proviene del árabe albbani (Maestros en el arte de construir) y que incluía a los arquitectos, los maestros mayores, los alarifes (del árabe alarif = maestro), los oficiales (que dominaban un oficio dentro de la construcción) y los aprendices.

La importancia histórica del gremio de albañiles en el Perú reside en que permitió conservar transmitir y profundizar los conocimientos técnicos de aquel entonces para el tránsito hacia la evolución tecnológica acelerada que se originó en el Siglo XIX y que continúa en la actualidad.

1.4 LA REPUBLICA DEL SIGLO XIX.

En 1820 , en el Perú se conservaban aún las características arquitectónicas y prácticas constructivas de la colonia, que se mantuvieron hasta bastante después de nuestra Independencia de España.

Según indica el historiador Dr. Héctor López Martínez **(Ref.1.2)**:

" La Lima de 1821 contaba con 70,000 habitantes, una gran plaza mayor y numerosas plazuelas, trescientas calles de castizos y pintorescos nombres, cerca de 4,000 casas, cincuenticuatro iglesias, un teatro, una Universidad y también un cementerio reciente moderno, considerado un adelanto en beneficio de la higiene y salubridad".

Un elemento importantísimo en el avance tecnológico, lo constituyó la invención de la máquina de vapor, su repercusión en el desarrollo de las industrias y consecuentemente el nacimiento de nuevas necesidades que la Ingeniería tuvo que satisfacer. El siglo XIX se ha señalado como el siglo de la máquina de vapor, el carbón y los ferrocarriles.

En el año 1824 Joseph Apsdin un constructor inglés, patenta un proceso de calcinación de caliza arcillosa que producía un cemento que al hidratarse adquiría, según él, la misma resistencia que la piedra de la isla de Portland cerca del puerto de Dorset, con lo que se marca el punto de partida para el nacimiento de la Tecnología del Concreto.**(Ref.1.3)**

En 1840 la "Pacific Steam Navegation Company", estableció una línea de barcos a vapor ente Europa y América del Sur para el intercambio comercial, y alrededor del año 1850 empieza a llegar cemento en barriles de madera desde Europa, donde en 1840 se había establecido en Francia la primera fábrica de cemento Portland del mundo, luego en Inglaterra en 1845, en Alemania en 1855 ,en E.E.U.U. en 1871 y a partir de ahí se difunden por todo el mundo.

El nuevo material se usa inicialmente para mejorar la técnica de las cimentaciones, la mampostería y los acabados, sirviendo de complemento al acero, que con el auge de los descubrimientos de la metalurgia del hierro, se convierte en el material de construcción por excelencia, permitiendo la construcción de edificios, techos de grandes luces, puentes, ferrocarriles, acueductos y otros.

El desarrollo de la Ingeniería se acelera a nivel mundial en virtud de la necesidad de aprovechar al máximo el potencial de los nuevos recursos para la construcción, estimulándose la investigación científica y la formación de escuelas para los ingenieros.

En el Perú, la segunda mitad del siglo XIX se caracteriza por el énfasis en la modernización del país mediante obras públicas, estimuladas por los sucesivos gobiernos de turno. Se produce la contratación de ingenieros extranjeros para la ejecución de los diferentes proyectos, y participan también algunos ingenieros peruanos graduados en el extranjero, ya que no existía aún una escuela para formarlos en el país.

Algunas obras que marcaron un hito en el desarrollo de la ingeniería en esa época fueron **(Ref.1.4)** :

El alumbrado a gas en Lima (1855), el ferrocarril de Arica a Tacna(1856),la instalación del telégrafo eléctrico (1857),la instalación de la red domiciliaria de agua potable mediante cañerías de fierro (1857),el muelle de Pisco (1858), el ferrocarril a Chorrillos, la Penitenciaría de Lima construida con granito del cerro San Bartolomé y ladrillo, que durante años fue el edificio más grande y sólido de la capital(1862),el ferrocarril de Mollendo a Arequipa, construido por la empresa de Enrique Meiggs en 3 años empleando 3,000 obreros peruanos y 9,000 bolivianos, el Palacio de la Exposición hoy en día Museo de Arte (1872),el Hospital 2 de Mayo (1875) que en ese momento fue uno de los mejores de Sudamérica con capacidad para 600 pacientes. Es conveniente resaltar que la intervención de Enrique Meiggs en el Perú, tuvo un significado especial para las construcciones civiles en nuestro país pues constituyó la apertura a la modernidad de la técnica constructiva y un gran aporte no sólo por la fuerza impulsora empresarial que imprimió y desarrolló sino que los técnicos que trajo para las obras, que en conjunción con los mejores que trabajaban en nuestro medio constituyeron el sustento para la creación posterior de la Escuela de Ingenieros.**(Ref.1.5)**

La enumeración de estas obras obviamente incompleta, tiene la intención de resaltar la magnitud del gran salto tecnológico que significaron en su época si se toma en cuenta que Lima contaba en el año 1869 con 140,000 habitantes y el país con una población de dos millones y medio de personas, con grandes limitaciones en cuanto a la disponibilidad de profesionales y recursos.

Mientras no existía una institución para formar Ingenieros Civiles, se estableció en 1852 la Comisión Central de Ingenieros Civiles y en 1860 el Reglamento de Ingenieros, que fijaron los requisitos para ser "Ingeniero del Estado", señalándose que podían obtener esta calidad los ingenieros peruanos y extranjeros graduados en alguna Universidad donde se enseñara la especialidad de Ingeniería Civil, pero también podían obtener la calificación los peruanos de instrucción secundaria completa que hubieran trabajado en las obras públicas durante un cierto tiempo, debiendo rendir un examen ante un jurado de Ingenieros nombrado por la Dirección General de Obras Públicas. Los exámenes versaban sobre las materias de Matemáticas, Geometría analítica, Física, Química, Dibujo lineal, Topografía, Procedimientos de Construcción, Materiales de Construcción, y sobre la práctica realizada en el campo en caminos, puentes, ferrocarriles etc. Esto indicaba pues el tránsito oficial del empirismo a la práctica científica de la profesión en armonía con la evolución tecnológica del momento.

En el año 1876, se logra un paso importantísimo al fundarse la Escuela Nacional de Ingenieros (hoy Universidad Nacional de Ingeniería), promovida por el presidente Manuel Pardo, quien encarga su dirección al Ing. polaco Eduardo de Habich, siendo sus primeros profesores los Ingenieros Francisco Wakulski, Ladislao Kluger, Pedro Jacobo Blanc, Eduardo Brugada, José Sebastián Barranca y José Granda. **(Ref. 1.4)**

El año 1880 egresa la primera promoción con cuatro Ingenieros dos de la especialidad de Minas (Ings. Segundo Carrión y Pedro Remy) y dos Civiles (Ings. Eduardo Giraldo y Darío Valdizán). Durante la ocupación chilena (1880- 1883) sigue funcionando la Escuela de Ingenieros, dictándose las clases gratuitamente en el local del colegio de Don José Granda, pero sin egresar ninguna promoción hasta 1882. A partir de 1886 sólo egresan Ingenieros de Minas, hasta el año 1892 en que se instituye la Escuela Especial de Ingenieros donde ya se oficializa y consolida la especialidad de Ingeniería Civil.

Al finalizar el Siglo XIX, mientras el Perú inicia el resurgimiento luego de la guerra del Pacífico, en Europa y Norteamérica se inicia la era del Concreto armado, el motor a explosión y la electricidad.

1.5 EL SIGLO XX.

En las dos primeras décadas del presente siglo, se inauguran y difunden los servicios de las empresas eléctricas, y se ejecutan algunas obras en concreto armado, sin embargo es durante el gobierno de Augusto B. Leguía que se da un impulso particular a las obras civiles, que enrumba la orientación definitiva de esta especialidad, ya que la marcada preferencia de Leguía por los E.E.U.U., propicia la adjudicación de contratos a varias empresas norteamericanas que se afincaron durante gran número de años en el país, introduciendo su tecnología e influencia en cuanto a la metodología científica, influencia que se ha mantenido hasta la actualidad y que ha sido beneficiosa en relación al concreto por el liderazgo evidente que desarrollan los norteamericanos en este campo.

En el año 1915 llega al Perú la compañía constructora norteamericana Foundation Co. para ejecutar entre muchos proyectos el terminal marítimo del Callao y la pavimentación de Lima, entre cuyas obras principales estuvo la carretera Lima-Callao (antigua Av. Progreso , hoy Av. Venezuela), las avenidas de Lima a Miraflores, Lima a Magdalena, la Av. Costanera y otras más. La Foundation trae los primeros hornos para fabricación de cemento, con lo que se inicia la Tecnología de concreto local. El año 1916, la Compañía Peruana de Cemento Portland compra los hornos a la Foundation e instala en el Rímac la primera fábrica de cemento comercial del Perú (Compañía Peruana de Cemento Portland) empleando materia prima de Atocongo. Entre 1955 y 1975 se crean las fábricas de cemento Chilca, Lima, Andino, Chiclayo, Pacasmayo, Sur y Yura, que van desarrollando diferentes tipos de cemento.

En la tercera década del siglo se construyen en Lima importantes edificios en concreto armado como el Palacio de Justicia, el Hotel Bolívar, el Club Nacional, el Country Club, la imprenta de "EL Comercio", el Banco de Londres y América del Sur entre otros.

Con la creación de la especialidad de Ingeniería Civil en otras Universidades a mediados de los años 30 (Universidad Católica 1933), la participación cada vez mayor de profesionales graduados en el extranjero en las labores docentes, y la asignación de obras importantes a empresas constructoras peruanas, se fue desarrollando una Tecnología local que ha contado la mayoría de las veces con aportes anónimos de grandes

profesionales nacionales que, con las limitaciones de nuestra realidad han hecho posible obras que aún perduran.

En los años 50, se consolidan las grandes empresas constructoras nacionales, varias de ellas fundadas una década antes ,y se establece en Lima la primera empresa de concreto premezclado , lo que constituye el despegue de la Tecnología nacional en el campo del concreto y la construcción. Se diseñan y ejecutan por profesionales peruanos, gran cantidad de obras en concreto armado : edificios públicos y privados, puentes, pistas, aeropuertos, viaductos, represas, hidroeléctricas, irrigaciones, etc. desarrollándose técnicas y procesos constructivos originales, que señalaron un avance notable en este campo , enfatizando las universidades la formación de Ingenieros Civiles especialistas en diversas áreas.

A partir de la década de los años 70, se relega paulatinamente en nuestro país la importancia que tiene la Tecnología del Concreto dentro de la Ingeniería Civil, por un lado debido a los violentos cambios políticos, sociales y económicos ocurridos a partir de esos años, que distorsionaron en muchos casos la función de investigación de las Universidades, y por otro la informalidad generalizada, que fue sedimentando en muchos colegas y gente involucrada en el campo de la construcción la idea equivocada, que "cualquier persona puede hacer un buen concreto", que "el concreto es un material noble que puede absorber nuestros errores", o que "ya todo está investigado en lo que al concreto se refiere".

En la década de los 80 , se empiezan a ejecutar tesis de investigación en Tecnología del Concreto en algunas Universidades, y principalmente en la Universidad Nacional de Ingeniería propiciadas por el Ing. Enrique Rivva López, uno de los mayores estudiosos y propulsores de esta especialidad en el país, constituyendo una iniciativa de progreso muy importante.

En la década actual, se plantea un reto muy importante en el desarrollo local de esta ciencia, ante la perspectiva del adelanto notable a nivel mundial de las técnicas, aditivos, conocimientos científicos y procedimientos constructivos con concreto y la necesidad de no relegarnos en estos avances en aras del progreso de la Ingeniería nacional.

La tradición histórica brevemente reseñada en cuanto a la Ingeniería Civil, y consecuentemente la Tecnología del Concreto Nacional, nos debe hacer reflexionar en que tenemos a la mano la posibilidad de aprender en retrospectiva de los errores y los aciertos de muchísimas obras ejecutadas

que están a la espera de ser analizadas y evaluadas con el criterio de grandes laboratorios a escala natural, y desde otra perspectiva, cada nueva obra debe constituir un aporte más en el desarrollo de esta Tecnología, registrando, difundiendo y discutiendo las soluciones y dificultades halladas, e inculcando en los discípulos y colegas la necesidad de contribuir a este desarrollo preservando el espíritu de progreso de aquellos que nos precedieron.

----OO----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.1 Héctor Velarde .- "Casas y Palacios ".Lima, 1950.
- 1.2 Héctor López Martínez.- " Lo cotidiano del gran día 28 de Julio de 1,821. Suplemento de " El Comercio ", Lima 25-07-93.
- 1.3 A.M. Neville.- " Tecnología del Concreto ".México 1,977.
- 1.4 Jorge Basadre.- " Historia de la República del Perú ". Lima, 1960.
- 1.5 Estuardo Nuñez.- " Biblioteca Hombres del Perú ".Cuarta Serie. Lima, 1966.

-----OO-----

CAPITULO 2

CONCEPTOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO Y LOS MATERIALES PARA SU ELABORACION.

2.0 INTRODUCCION.

El concreto es el material constituido por la mezcla en ciertas proporciones de cemento, agua, agregados y opcionalmente aditivos, que inicialmente denota una estructura plástica y moldeable, y que posteriormente adquiere una consistencia rígida con propiedades aislantes y resistentes, lo que lo hace un material ideal para la construcción.

De esta definición se desprende que se obtiene un producto híbrido, que conjuga en mayor o menor grado las características de los componentes, que bien proporcionados, aportan una o varias de sus propiedades individuales para constituir un material que manifiesta un comportamiento particular y original.

En consecuencia, para poder dominar el uso de este material, hay que conocer no sólo las manifestaciones del producto resultante, sino también la de los componentes y su interrelación, ya que son en primera instancia los que le confieren su particularidad.

Como cualquier material, se contrae al bajar la temperatura, se dilata si ésta aumenta, se ve afectado por sustancias agresivas y se rompe si es sometido a esfuerzos que superan sus posibilidades, por lo que responde perfectamente a las leyes físicas y químicas. Luego pues, la explicación a sus diversos comportamientos siempre responde a alguna de estas leyes; y la no obtención de los resultados esperados, se debe al desconocimiento de la manera como actúan en el material, lo que constituye la utilización artesanal del mismo (por lo que el barco de la práctica sin el timón de la ciencia nos lleva a rumbos que no podemos predecir) o porque durante su empleo no se respetaron o se obviaron las consideraciones técnicas que nos da el conocimiento científico sobre él.

2.1 LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO.- CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

Es el campo de la Ingeniería Civil que abarca el conjunto de conocimientos científicos orientados hacia la aplicación técnica, práctica y eficiente del concreto en la construcción.

En su desarrollo y utilización intervienen varias ciencias interrelacionadas, como son la Física, la Química, las Matemáticas y la investigación experimental.

A diferencia de otros campos de la Ingeniería en que se puede ejercer un control bastante amplio sobre los parámetros que participan en un fenómeno, en la Tecnología del Concreto cada elemento que interviene, bien sea el cemento, el agua, los agregados, los aditivos, y las técnicas de producción, colocación, curado y mantenimiento, representan aspectos particulares a estudiar y controlar de modo que puedan trabajar eficientemente de manera conjunta en la aplicación práctica que deseamos.

Generalmente tenemos una serie de limitaciones en cuanto a modificar a nuestra voluntad las características de los factores que intervienen en el diseño y producción del concreto, por lo que cada caso supone una solución particular, en la que tiene importancia preponderante la labor creativa de los profesionales que tienen a su cargo definirla e implementarla en la práctica, ya que paradójicamente, los ingredientes de un concreto bueno y uno malo son en general los mismos si no sabemos emplearlos adecuadamente, por lo que no es una tarea simple el diseñar y producir concreto de buena calidad.

En este punto, es necesario establecer que el concreto de buena calidad es aquél que satisface eficientemente los requisitos de trabajabilidad, colocación, compactación, resistencia, durabilidad y economía que nos exige el caso singular que estemos enfrentando.

Afortunadamente, la acumulación a nivel mundial de casi un siglo de conocimientos científicos sobre el concreto y sus componentes, nos provee de las herramientas para afrontar y solucionar la mayoría de problemas de la construcción moderna.

Si tenemos la curiosidad de acceder a la gran cantidad de bibliografía disponible procedente de instituciones como el American Concrete Institute, el Comité Europeo del Concreto y el Japan Concrete Institute entre otros, apreciaremos que el mayor esfuerzo se centra hacia seguir investigando en este campo, con igual o mayor énfasis que sobre los métodos de análisis y diseño estructural, por cuanto aún no se dan por

resueltos todos los fenómenos y problemas inherentes al diseño y producción de concreto y cada día surgen otros como consecuencia del desarrollo de las necesidades humanas.

Una idea errada en cuanto a la Tecnología del Concreto en nuestro medio reside en suponer que es un campo limitado a los "laboratoristas" y a los "expertos en diseños de mezclas", connotaciones con las que se distorsiona su alcance conceptual y se pierde de vista que cualquier profesional de la Ingeniería Civil involucrado directa e indirectamente con la construcción, debe experimentar, profundizar y actualizar sus conocimientos en este campo para asegurar una labor técnica y eficiente.

2.2 LOS COMPONENTES DEL CONCRETO

La Tecnología del concreto moderna define para este material cuatro componentes : Cemento, agua, agregados y aditivos como elementos activos y el aire como elemento pasivo.

Si bien la definición tradicional consideraba a los aditivos como un elemento opcional, en la práctica moderna mundial estos constituyen un ingrediente normal, por cuanto está científicamente demostrada la conveniencia de su empleo en mejorar condiciones de trabajabilidad, resistencia y durabilidad, siendo a la larga una solución mas económica si se toma en cuenta el ahorro en mano de obra y equipo de colocación y compactación, mantenimiento, reparaciones e incluso en reducción de uso de cemento.

Ya hemos establecido conceptualmente la necesidad de conocer a profundidad las propiedades de los componentes del concreto, pero debemos puntualizar que de todos ellos, el que amerita un conocimiento especial es el cemento. Si analizamos la *Fig. 2.1* en que se esquematizan las proporciones típicas en volumen absoluto de los componentes del concreto, concluiremos en que el cemento es el ingrediente activo que interviene en menor cantidad, pero sin embargo es el que define las tendencias del comportamiento, por lo que es obvio que necesitamos profundizar en este aspecto que está muy ligado a las reacciones químicas que se suceden al entrar en contacto con el agua y los aditivos.

Pese a que en nuestra formación en Ingeniería Civil todos asimilamos los conceptos básicos de química, no es usual que entre los colegas exista

mucha afición hacia este campo (como es también el caso nuestro), sin

**FIG. 2.1 PROPORCIONES TÍPICAS EN
VOLUMEN ABSOLUTO DE LOS
COMPONENTES DEL CONCRETO**

Aire = 1 % a 3 %

Cemento = 7 % a 15 %

Agua = 15 % a 22 %

Agregados = 60 % a 75 %

embargo es necesario tener el conocimiento general de las consecuencias de las reacciones que se producen, por lo que durante el desarrollo de estos temas insistiremos en los aspectos prácticos antes que en el detalle de fórmulas y combinaciones químicas si no aportan información de aplicación directa para el Ingeniero Civil.

----OO----

CAPITULO 3

EL CEMENTO PORTLAND

3.0 INTRODUCCION.

Es un aglomerante hidrófilo, resultante de la calcinación de rocas calizas, areniscas y arcillas, de manera de obtener un polvo muy fino que en presencia de agua endurece adquiriendo propiedades resistentes y adherentes. *(Ref. No 3.1)*

Como ya se mencionó en el Capítulo 1, el nombre proviene de la similitud en apariencia y el efecto publicitario que pretendió darle en el año 1824 Joseph Apsdin un constructor inglés, al patentar un proceso de calcinación de caliza arcillosa que producía un cemento que al hidratarse adquiriría según él, la misma resistencia que la piedra de la isla de Portland cerca del puerto de Dorset.

Es en 1845 cuando se desarrolla el procedimiento industrial del cemento Portland moderno que con algunas variantes persiste hasta nuestros días y que consiste en moler rocas calcáreas con rocas arcillosas en cierta composición y someter este polvo a temperaturas sobre los 1300 °C produciéndose lo que se denomina el clinker, constituido por bolas endurecidas de diferentes diámetros, que finalmente se muelen añadiéndoseles yeso para tener como producto definitivo un polvo sumamente fino.

3.1 FABRICACION DEL CEMENTO PORTLAND

El punto de partida del proceso de fabricación lo constituye la selección y explotación de las materias primas para su procesamiento consiguiente.

Los componentes químicos principales de las materias primas para la fabricación del cemento y las proporciones generales en que intervienen son *(Ref.3.2)*:

Componente Químico		Procedencia Usual
95%	Oxido de Calcio (CaO)	Rocas Calizas
	Oxido de Sílice (SiO ₂)	Areniscas
	Oxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	Arcillas
	Oxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	Arcillas, Mineral de Hierro, Pirita
5%	Oxidos de Magnesio, Sodio,	Minerales Varios
	Potasio, Titanio, Azufre,	
	Fósforo y Manganeso	

Los porcentajes típicos en que intervienen en el cemento Portland los óxidos mencionados son :

Oxido Componente	Porcentaje Típico	Abreviatura
CaO	61% - 67%	C
SiO ₂	20% - 27%	S
Al ₂ O ₃	4% - 7%	A
Fe ₂ O ₃	2% - 4%	F
SO ₃	1% - 3%	
MgO	1% - 5%	
K ₂ O y Na ₂ O	0.25% - 1.5%	

En las *Fig. 3.1 a),b),c) y d)*, (*Ref.3.3*) se puede apreciar un esquema general del proceso moderno de fabricación en el sistema denominado "por vía seca", que es el mas económico pues necesita menos energía, y es el de mayor empleo en nuestro medio, sin embargo hay que tener en cuenta que cada fabricante tiene una disposición de equipo particular en función de sus necesidades.

Se inicia con la explotación de las canteras de materia prima para someterlas a un proceso de chancado primario en que se reduce su tamaño a piedras del orden de 5" y luego se procesa este material en una chancadora secundaria

que las reduce a un tamaño de alrededor de 3/4", con lo que están en condiciones de ser sometidas a molienda. Los materiales son molidos individualmente en un molino de bolas hasta ser convertidos en un polvo fino impalpable, siendo luego dosificados y mezclados íntimamente en las proporciones convenientes para el tipo de cemento que se desee obtener.

La mezcla es posteriormente introducida en un horno giratorio consistente en un gran cilindro metálico recubierto de material refractario con diámetros que oscilan entre 2 y 5 m. y longitudes entre 18 a 150 m.. El horno tiene una ligera inclinación con respecto a la horizontal del orden del 4 % y una velocidad de rotación entre 30 a 90 revoluciones por hora. Dependiendo del tamaño del horno, se pueden producir diariamente de 30 a 700 Toneladas. La fuente de calor se halla en el extremo opuesto al ingreso del material y pueden obtenerse mediante inyección de carbón pulverizado, petróleo o gas en ignición, con temperaturas máximas entre 1,250 y 1,900 °C.

Las temperaturas desarrolladas a lo largo del horno producen primero la evaporación del agua libre, luego la liberación del CO₂ y finalmente en la zona de mayor temperatura se produce la fusión de alrededor de un 20% a 30% de la carga y es cuando la cal, la sílice y la alúmina se vuelven a combinar aglomerándose en nódulos de varios tamaños usualmente de 1/4" a 1" de diámetro de color negro característico, relucientes y duros al enfriarse, denominados "clinker de cemento Portland".

En la etapa final del proceso, el clinker es enfriado y es molido en un molino de bolas conjuntamente con yeso en pequeñas cantidades (3 a 6%) para controlar el endurecimiento violento. La molienda produce un polvo muy fino que contiene hasta 1.1×10^{12} partículas por Kg. y que pasa completamente por un tamiz No 200 (0.0737 mm., 200 aberturas por pulgada cuadrada). Finalmente el cemento pasa ser almacenado a granel, siendo luego suministrado en esta forma o pesado y embolsado para su distribución.

En el proceso húmedo la materia prima es molida y mezclada con agua formando una lechada que es introducida al horno rotatorio siguiendo un proceso similar al anterior pero con mayor consumo de energía para poder eliminar el agua añadida. El proceso a usarse depende de las características de las materias primas, economía y en muchos casos por consideraciones de tipo ecológico ya que el proceso húmedo es menos contaminante que el seco.

Durante todos los procesos el fabricante ejecuta controles minuciosos para asegurar tanto la calidad y proporciones de los ingredientes como las temperaturas y propiedades del producto final, para lo que existen una serie de pruebas físicas y químicas estandarizadas, así como equipo de laboratorio desarrollado específicamente para estas labores.

En la **Tabla 3.1 (Ref.3.3)** se pueden observar las fuentes de materias primas de las cuales es posible obtener los componentes para fabricar cemento, en que se aprecia la gran variedad de posibilidades existentes en la naturaleza para poder producir este material.

3.2 COMPOSICION DEL CEMENTO PORTLAND.

Luego del proceso de formación del clinker y molienda final, se obtienen los siguientes compuestos establecidos por primera vez por Le Chatelier en 1852, y que son los que definen el comportamiento del cemento hidratado y que detallaremos con su fórmula química, abreviatura y nombre corriente (**Ref.3.4**):

a) Silicato Tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2 \rightarrow \text{C}_3\text{S} \rightarrow \text{Alita}$)-

Define la resistencia inicial (en la primera semana) y tiene mucha importancia en el calor de hidratación.

b) Silicato Dicálcico ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2 \rightarrow \text{C}_2\text{S} \rightarrow \text{Belita}$)-

Define la resistencia a largo plazo y tiene incidencia menor en el calor de hidratación.

c) Aluminato Tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3 \rightarrow \text{C}_3\text{A}$)-

Aisladamente no tiene trascendencia en la resistencia, pero con los silicatos condiciona el fraguado violento actuando como catalizador, por lo que es necesario añadir yeso en el proceso (3% - 6%) para controlarlo.

Es responsable de la resistencia del cemento a los sulfatos ya que al reaccionar con estos produce Sulfoaluminatos con propiedades expansivas, por lo que hay que limitar su contenido.

d) Alumino-Ferrito Tetracálcico ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3 \rightarrow \text{C}_4\text{AF}$ -- Celita).-

Tabla 3.1 .- Fuentes de materias primas usadas en la fabricación de cemento portland. (Ref. 3.3)

Cal CaO	Sílice SiO2	Alúmina Al2O3
Aragonita Arcilla Arcilla calcárea (Marga) Calcita Conchas marinas Deshechos alcalinos Escorias Mármol Piedra Caliza Pizarras Polvo residuo de clinker Roca calcárea Tiza	Arcilla Arcilla calcárea (Marga) Arena Areniscas Basaltos Cenizas Volátiles Cenizas de cáscara de arroz. Cuarcita Escorias Piedras calizas Roca calcárea Silicato de calcio	Arcilla Arcilla calcárea (Marga) Bauxita Cenizas volátiles Deshechos de mineral de aluminio. Escoria de cobre Escorias Estaurolita Granodioritas Piedra caliza Pizarras Residuos de lavado de mineral de aluminio Roca calcárea

Hierro Fe2O3	Yeso CaSO4.2H2O	Magnesia MgO
Arcilla Ceniza de altos hornos Escoria de pirita Laminaciones de hierro Mineral de hierro Pizarras Residuos de lavado de mineral de hierro	Anhidrita Sulfato de calcio Yeso natural	Escorias Piedra caliza Roca calcárea

Tiene trascendencia en la velocidad de hidratación y secundariamente en el calor de hidratación.

e) Oxido de Magnesio (MgO).-

Pese a ser un componente menor, tiene importancia pues para contenidos mayores del 5% trae problemas de expansión en la pasta hidratada y endurecida.

f) Oxidos de Potasio y Sodio ($K_2O, Na_2O \rightarrow$ Alcalis).-

Tienen importancia para casos especiales de reacciones químicas con ciertos agregados, y los solubles en agua contribuyen a producir eflorescencias con agregados calcáreos.

g) Oxidos de Manganeso y Titanio (Mn_2O_3, TiO_2).-

El primero no tiene significación especial en las propiedades del cemento, salvo en su coloración, que tiende a ser marrón si se tienen contenidos mayores del 3%. Se ha observado que en casos donde los contenidos superan el 5% se obtiene disminución de resistencia a largo plazo. **(Ref.3.2)** El segundo influye en la resistencia, reduciéndola para contenidos superiores a 5%. Para contenidos menores, no tiene mayor trascendencia.

De los compuestos mencionados, los silicatos y aluminatos constituyen los componentes mayores, pero no necesariamente los más trascendentes, pues como veremos posteriormente algunos de los componentes menores tienen mucha importancia para ciertas condiciones de uso de los cementos.

3.3 LAS FORMULAS DE BOGUE PARA EL CALCULO DE LA COMPOSICION POTENCIAL DE LOS CEMENTOS.

En 1929 como consecuencia de una serie de investigaciones experimentales, el químico R.H.Bogue establece las fórmulas que permiten el cálculo de los componentes del cemento en base a conocer el porcentaje de óxidos que contiene, habiendo sido asumidas como norma por ASTM C-150. **(Ref.3.5)** permitiendo una aproximación práctica al comportamiento potencial de cualquier cemento Portland normal no mezclado.

A continuación estableceremos las fórmulas de Bogue debiendo tenerse claro que se basan en las siguientes hipótesis :

- ◆ Los compuestos tienen la composición exacta.(No es del todo cierto pues en la práctica tienen impurezas).
- ◆ El equilibrio se obtiene a la temperatura de formación del clinker y se mantiene durante el enfriamiento.(En la práctica, las fórmulas sobrestiman el contenido de C_3A y C_2S)

FORMULAS DE BOGUE (Composición Potencial) :

Si $Al_2O_3/Fe_2O_3 \geq 0.64$:

$$C_3S = 4.071CaO - 7.6SiO_2 - 6.718Al_2O_3 - 1.43Fe_2O_3 - 2.852SO_3$$

$$C_2S = 2.867SiO_2 - 0.7544C_3S$$

$$C_3A = 2.65Al_2O_3 - 1.692Fe_2O_3$$

$$C_4AF = 3.04Fe_2O_3$$

Si $Al_2O_3/Fe_2O_3 < 0.64$ se forma (C_4AF+C_2AF) y se calcula:

$$(C_4AF+C_2AF) = 2.1Al_2O_3 + 1.702Fe_2O_3$$

y en cuyo caso el Silicato Tricálcico se calcula como:

$$C_3S = 4.071CaO - 7.6SiO_2 - 4.479Al_2O_3 - 2.859Fe_2O_3 - 2.852SO_3$$

(En estos cementos no hay C_3A por lo que la resistencia a los sulfatos es alta; el C_2S se calcula igual)

Las variantes en cuanto a las proporciones de estos compuestos son las que definen los tipos de cementos que veremos mas adelante, y la importancia práctica de las fórmulas de Bogue es que permiten evaluar cual será la composición potencial probable y compararla con los valores standard para cada tipo de cemento, pudiendo estimarse las tendencias de

comportamiento en cuanto a las características que nos interesan desde el punto de vista del concreto, como son desarrollo de resistencia en el tiempo, calor de hidratación, resistencia a la agresividad química etc.

3.4 MECANISMO DE HIDRATACION DEL CEMENTO.

Se denomina hidratación al conjunto de reacciones químicas entre el agua y los componentes del cemento, que llevan consigo el cambio del estado plástico al endurecido, con las propiedades inherentes a los nuevos productos formados. Los componentes ya mencionados anteriormente, al reaccionar con el agua forman hidróxidos e hidratos de Calcio complejos. La velocidad con que se desarrolla la hidratación es directamente proporcional a la finura del cemento e inversamente proporcional al tiempo, por lo que inicialmente es muy rápida y va disminuyendo paulatinamente con el transcurso de los días, aunque nunca se llega a detener.

Contrariamente a lo que se creía hace años, la reacción con el agua no une las partículas de cemento sino que cada partícula se dispersa en millones de partículas de productos de hidratación desapareciendo los constituyentes iniciales. El proceso es exotérmico generando un flujo de calor hacia el exterior denominado calor de hidratación.

Dependiendo de la temperatura, el tiempo, y la relación entre la cantidad de agua y cemento que reaccionan, se pueden definir los siguientes estados que se han establecido de manera arbitraria para distinguir las etapas del proceso de hidratación :

a) Plástico.-

Unión del agua y el polvo de cemento formando una pasta moldeable. Cuanto menor es la relación Agua/Cemento, mayor es la concentración de partículas de cemento en la pasta compactada y por ende la estructura de los productos de hidratación es mucho mas resistente.

El primer elemento en reaccionar es el C_3A , y posteriormente los silicatos y el C_4AF , caracterizándose el proceso por la dispersión de cada grano de cemento en millones de partículas. La acción del yeso contrarresta la velocidad de las reacciones y en este estado se produce lo que se denomina

el período latente o de reposo en que las reacciones se atenúan, y dura entre 40 y 120 minutos dependiendo de la temperatura ambiente y el cemento en partícula. En este estado se forma hidróxido de calcio que contribuye a incrementar notablemente la alcalinidad de la pasta que alcanza un Ph del orden de 13.

b) Fraguado inicial.-

Condición de la pasta de cemento en que se aceleran las reacciones químicas, empieza el endurecimiento y la pérdida de la plasticidad, midiéndose en términos de la resistencia a deformarse. Es la etapa en que se evidencia el proceso exotérmico donde se genera el ya mencionado calor de hidratación, que es consecuencia de las reacciones químicas descritas.

Se forma una estructura porosa llamada gel de Hidratos de Silicatos de Calcio (CHS o Torbemorita), con consistencia coloidal intermedia entre sólido y líquido que va rigidizándose cada vez mas en la medida que se siguen hidratando los silicatos.

Este período dura alrededor de tres horas y se producen una serie de reacciones químicas que van haciendo al gel CHS mas estable con el tiempo.

En esta etapa la pasta puede remezclarse sin producirse deformaciones permanentes ni alteraciones en la estructura que aún está en formación.

c) Fraguado Final.-

Se obtiene al término de la etapa de fraguado inicial, caracterizándose por endurecimiento significativo y deformaciones permanentes. La estructura del gel está constituida por el ensamble definitivo de sus partículas endurecidas.

d) Endurecimiento.-

Se produce a partir del fraguado final y es el estado en que se mantienen e incrementan con el tiempo las características resistentes. La reacción predominante es la hidratación permanente de los silicatos de calcio, y en teoría continúa de manera indefinida.

Es el estado final de la pasta, en que se evidencian totalmente las influencias de la composición del cemento. Los sólidos de hidratación manifiestan su muy baja solubilidad por lo que el endurecimiento es factible aún bajo agua.

Hay dos fenómenos de fraguado, que son diferentes a los descritos; el primero corresponde al llamado "Fraguado Falso" que se produce en algunos cementos debido al calentamiento durante la molienda del clinker con el yeso, produciéndose la deshidratación parcial del producto resultante, por lo que al mezclarse el cemento con el agua, ocurre una cristalización y endurecimiento aparente durante los 2 primeros minutos de mezclado, pero remezclando el material, se recobra la plasticidad, no generándose calor de hidratación ni ocasionando consecuencias negativas. El segundo fenómeno es el del "fraguado violento" que ocurre cuando durante la fabricación no se ha añadido la suficiente cantidad de yeso, lo que produce un endurecimiento inmediato, desarrollo violento del calor de hidratación y pérdida permanente de la plasticidad, sin embargo es muy improbable en la actualidad que se produzca este fenómeno, ya que con la tecnología moderna el yeso adicionado se controla con mucha precisión.

3.5 ESTRUCTURA DEL CEMENTO HIDRATADO.

Durante el proceso de hidratación, el volumen externo de la pasta se mantiene relativamente constante, sin embargo, internamente el volumen de sólidos se incrementa constantemente con el tiempo, causando la reducción permanente de la porosidad, que está relacionada de manera inversa con la resistencia de la pasta endurecida y en forma directa con la permeabilidad.

Para que se produzca la hidratación completa se necesita la suficiente cantidad de agua para la reacción química y proveer la estructura de vacíos o espacio para los productos de hidratación, la temperatura adecuada y tiempo, desprendiéndose de aquí el concepto fundamental del curado, que consiste en esencia en procurar estos tres elementos para que el proceso se complete.

Un concepto básico que nos permitirá entender el comportamiento del concreto, reside en que el volumen de los productos de hidratación siempre es menor que la suma de los volúmenes de agua y cemento que los originan debido a que por combinación química el volumen de agua disminuye en

alrededor de un 25%, lo que trae como consecuencia la contracción de la pasta endurecida. Los productos de hidratación necesitan un espacio del orden del doble del volumen de sólidos de cemento para que se produzca la hidratación completa.

Otro concepto importante que hay que tomar en cuenta es que está demostrado que el menor valor de la relación Agua/Cemento para que se produzca la hidratación completa del cemento es del orden de 0.35 a 0.40 en peso para condiciones normales de mezclado y sin aditivos, dependiendo la relación precisa de cada caso particular.

En la **Fig. 3.2**, se puede apreciar como ilustración un esquema típico de la estructura de la pasta de cemento y de la distribución del agua, distinguiéndose las siguientes partes :

a) Gel de Cemento.-

Constituido por los sólidos de hidratación (Hidratos de Silicatos de Calcio); el agua contenida en el gel, es la denominada agua de combinación, que no es evaporable por ser intrínseca de la reacción química.

b) Poros de Gel.-

Espacios tan pequeños entre los sólidos de hidratación que no permiten la formación en su interior de nuevos sólidos de hidratación. El agua contenida dentro de estos poros se llama el agua de gel, que puede evaporarse bajo condiciones especiales de exposición.

c) Poros Capilares.-

Conformados por los espacios entre grupos de sólidos de hidratación de dimensiones que ofrecen espacio para la formación de nuevos productos de hidratación, denominándose agua capilar a la contenida en ellos.

Para comprender mejor la manera como se distribuyen los diferentes componentes de la estructura de la pasta de cemento hidratado, estableceremos algunas relaciones que nos permitirán calcularlos en un caso particular, para lo cual vamos a considerar inicialmente un sistema en

el que no hay pérdida de agua por evaporación ni ingresa agua adicional por curado :

Sea :
 Pac = Peso del agua de combinación
 Pch = Peso del cemento a hidratarse
 Vac = Volumen del agua de combinación = Pac/Pch

Se tiene que :

$$\frac{Pac}{Pch} = 0.23 \quad \dots\dots\dots(1)$$

(Relación promedio determinada experimentalmente)

Sea :
 Cv = Contracción en volumen debida a la hidratación
 Ga = Gravedad específica del agua

Hemos mencionado que el agua de combinación se contrae 25% luego :

$$\frac{Cv}{Cv} = \frac{0.25 \times Pac/Ga}{0.0575 \times Pac/Ga} = \frac{0.25 \times 0.23 \times Pch/Ga}{0.0575 \times Pch/Ga} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Sea :
 Vsh = Volumen de los sólidos de hidratación = Pch/Gc
 Gc = Gravedad específica del cemento

Se tiene que :

$$Vsh = Pch/Gc + Vac - Cv \quad \dots\dots\dots(3)$$

Reemplazando (1) y (2) en (3) se obtiene :

$$Vsh = (1/Gc + 0.1725/Ga)Pch \quad \dots\dots\dots(4)$$

Por otro lado :

Po = Porosidad de la pasta hidratada
 Vag = Volumen del agua de gel

Se define :

$$Po = \frac{Vag}{Vsh + Vag} \quad (5)$$

Reemplazando (4) en (5) y despejando obtenemos :

$$Vag = \frac{[(Po/(1-Po)) \times (1/Gc + 0.1725/Ga)] Pch}{(6)}$$

Sea :

Vad = Volumen de agua disponible para hidratación

Tenemos que :

$$Vad = Vac + Vag \dots\dots\dots(7)$$

Reemplazando (1) y (6) en (7) y despejando se deduce :

$$Pch = .Vadx1/[(0.23/Ga+(Po(1-Po))x(1/Gc+0.1725/Ga)].(8)$$

Finalmente, se define :

Vcsh = Volumen de cemento sin hidratar

Pcd = Peso de cemento disponible

Vcv = Volumen de capilares vacíos

Y se tiene que :

$$Vcsh = Pcd/Gc - Pch/Gc \dots\dots\dots(9)$$

$$Vcv = Pcd + Vad - Vsh - Vag - Vcsh \dots\dots\dots(10)$$

Con estas relaciones hemos elaborado la **Tabla 3.2** que muestra las variaciones en los componentes de la estructura de la pasta de 100 gr. de cemento con diversas cantidades de agua disponible para hidratación habiéndose asumido los siguientes parámetros típicos :

Gc	=	Gravedad específica del cemento	= 3.15
Ga	=	Gravedad específica del agua	= 1.00
Po	=	Porosidad de la pasta hidratada	= 0.28

Se puede apreciar que para valores muy bajos de la relación Agua/Cemento la hidratación se detiene por falta de agua para hidratar totalmente la cantidad de cemento disponible, quedando cemento sin hidratar y vacíos capilares que tienen capacidad de permitir ingreso de agua adicional y espacio para que se desarrollen mas sólidos de hidratación.

Sin embargo, si proveemos agua extra (por ejemplo con curado) sólo se hidratará la cantidad de cemento que disponga de espacio para desarrollar

Tabla 3.2 .- Variación de los componentes de la estructura de la pasta de cemento en función del agua disponible para la hidratación.

Cemento disponible		Agua disponible	Relación a/c en peso	Cemento a hidratarse			% de hidratación	Agua de gel
Peso (gr)	Vol (cm3)	Vol (cm3)		Peso (gr)	Vol (cm3)	Vol Hidr. (cm3)		Vol (cm3)
100.0	31.7	20.0	0.20	47.6	15.1	23.3	47.6	9.1
100.0	31.7	22.0	0.22	52.3	16.6	25.6	52.3	10.0
100.0	31.7	24.0	0.24	57.1	18.1	28.0	57.1	10.9
100.0	31.7	26.0	0.26	61.8	19.6	30.3	61.8	11.8
100.0	31.7	28.0	0.28	66.6	21.1	32.6	66.6	12.7
100.0	31.7	30.0	0.30	71.3	22.6	35.0	71.3	13.6
100.0	31.7	32.0	0.32	76.1	24.2	37.3	76.1	14.5
100.0	31.7	34.0	0.34	80.9	25.7	39.6	80.8	15.4
100.0	31.7	36.0	0.36	85.6	27.2	41.9	85.6	16.3
100.0	31.7	38.0	0.38	90.4	28.7	44.3	90.4	17.2
100.0	31.7	40.0	0.40	95.1	30.2	46.6	95.1	18.1
100.0	31.7	42.0	0.42	99.9	31.7	48.9	99.9	19.0
100.0	31.7	44.0	0.44	100.0	33.2	49.0	100.0	19.9
100.0	31.7	46.0	0.46	100.0	34.7	49.0	100.0	20.8
100.0	31.7	48.0	0.48	100.0	36.2	49.0	100.0	21.7
100.0	31.7	50.0	0.50	100.0	37.7	49.0	100.0	22.7

Cemento sin hidratarse		Capilares vacíos	Cemento extra poible de hidratarse			Cemento que no podrá hidratarse		% máximo hidrat.
Peso (gr)	Vol (cm3)	Vol (cm3)	Peso (gr)	Vol (cm3)	Vol Hidr. (cm3)	Peso (gr)	Vol (cm3)	
52.4	16.6	2.7	5.6	1.8	2.7	46.9	14.9	53.1
47.7	15.1	3.0	6.1	1.9	3.0	41.5	13.2	58.5
42.9	13.6	3.3	6.7	2.1	3.3	36.2	11.5	63.8
38.2	12.1	3.6	7.3	2.3	3.6	30.9	9.8	69.1
33.4	10.6	3.8	7.8	2.5	3.8	25.6	8.1	74.4
28.7	9.1	4.1	8.4	2.7	4.1	20.3	6.4	79.7
23.9	7.6	4.4	8.9	2.8	4.4	15.0	4.8	85.0
19.2	6.1	4.6	9.5	3.0	4.6	9.7	3.1	90.3
14.4	4.6	4.9	10.0	3.2	4.9	4.3	1.4	95.7
9.8	3.1	5.2	9.6	3.1	4.7	0.0	0.0	100.0
4.9	1.5	5.5	4.9	1.5	2.4	0.0	0.0	100.0
0.1	0.0	5.7	0.1	0.0	0.1	0.0	0.0	100.0
0.0	0.0	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0
0.0	0.0	7.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0
0.0	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0
0.0	0.0	10.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0

sus productos de hidratación, luego, existen relaciones Agua/Cemento para las cuales por mas agua extra que proveamos, no se producirá la hidratación total del cemento.

Vemos también que para condiciones normales como las asumidas, en que la pasta dispone únicamente del agua de mezcla inicial, se necesita una relación Agua/Cemento mínima del orden de 0.42, y si se provee agua de hidratación extra, la relación mínima es del orden de 0.38.

Con los valores de la **Tabla 3.2** se han elaborado las **Fig.3.3, 3.4 y 3.5** donde se gráfica a título explicativo el % de hidratación y el % de cemento no hidratado en función de la relación Agua/Cemento, así como los vacíos capilares obtenidos.

Hay que tener presente, que pese a que para relaciones Agua/Cemento inferiores a las que producen el 100 % de hidratación, aún queda cemento sin hidratar, la estructura es mas compacta con menor cantidad de vacíos, por lo que se obtienen en la práctica características resistentes mas altas pese a no contarse con toda la pasta hidratada; sin embargo para lograr la hidratación máxima que es posible alcanzar con relaciones Agua/Cemento muy bajas, se necesitan condiciones de mezclado especiales que ameritan incremento de presión y energía en la compactación ya que de otro modo no se logra hidratar lo previsto. En la practica, con las condiciones de mezclado normales se consigue llegar a relaciones Agua/Cemento mínimas en la pasta del orden de 0.25 a 0.30 dependiendo del tipo de cemento y las condiciones de temperatura, humedad, presión y técnica de mezclado. Bajo condiciones especiales, se han llegado a obtener pastas en laboratorio con relaciones Agua/Cemento tan bajas como 0.08 (**Ref.3.6**)

3.6 TIPOS DE CEMENTO Y SUS APLICACIONES PRINCIPALES.

Los Tipos de cementos portland que podemos calificar de standard, ya que su fabricación está normada por requisitos específicos son (**Ref. 3.5**):

Tipo I.- De uso general, donde no se requieren propiedades especiales.

Tipo II .- De moderada resistencia a los sulfatos y moderado calor de hidratación. Para emplearse en estructuras con ambientes agresivos y/o en vaciados masivos.

Tipo III.- Desarrollo rápido de resistencia con elevado calor de hidratación. Para uso en clima frío ó en los casos en que se necesita adelantar la puesta en servicio de las estructuras.

Tipo IV.- De bajo calor de hidratación. Para concreto masivo.

Tipo V.- Alta resistencia a los sulfatos. Para ambientes muy agresivos.

Cuando a los tres primeros tipos de cemento se les adiciona el sufijo A (p.e Tipo IA) significa que son cementos a los que se les ha añadido incorporadores de aire en su composición, manteniendo las propiedades originales.

Es interesante destacar los cementos denominados "mezclados ó adicionados" (*Ref.3.7*) dado que algunos de ellos se usan en nuestro medio:

Tipo IS .- Cemento al que se ha añadido entre un 25% a 70% de escoria de altos hornos referido al peso total.

Tipo ISM .- Cemento al que se ha añadido menos de 25% de escoria de altos hornos referido al peso total.

Tipo IP .- Cemento al que se le ha añadido puzolana en un porcentaje que oscila entre el 15% y 40% del peso total.

Tipo IPM .- Cemento al que se le ha añadido puzolana en un porcentaje hasta del 15% del peso total.

Todos estos cementos tienen variantes en que se les añade aire incorporado (sufijo A), se induce resistencia moderada a los sulfatos (sufijo M), ó se modera el calor de hidratación (sufijo H).

Las puzolanas son materiales inertes silíceos y/o aluminosos, que individualmente tienen propiedades aglomerantes casi nulas, pero que

finamente molidas y al reaccionar químicamente con hidróxidos de Calcio y agua adquieren propiedades cementantes. Las puzolanas se obtienen por lo general de arcillas calcinadas, tierras diatomáceas, tufos y cenizas volcánicas, y de residuos industriales como cenizas volátiles, ladrillo pulverizado, etc.

La particularidad del reemplazar parte del cemento por estos materiales, estriba en cambiar algunas de sus propiedades, como son el aumentar los tiempos de duración de los estados mencionados anteriormente, retrasar y/o disminuir el desarrollo de resistencia en el tiempo, reducir la permeabilidad, mayor capacidad para retener agua, mayor cohesividad, incremento de los requerimientos de agua para formar la pasta, menor calor de hidratación y mejor comportamiento frente a la agresividad química.

Hay que tener muy presente que la variación de estas propiedades no siempre será conveniente dependiendo del caso particular, por lo que no se puede tomar a los cementos puzolánicos ó la inclusión de puzolana como una panacea, ya que son muy sensibles a las variaciones de temperatura los procesos constructivos y las condiciones de curado.

Para fines de diseño de mezclas hay que tener en cuenta que los cementos standard tienen un peso específico del orden de 3,150 kg/m³ y los cementos puzolánicos son mas livianos con pesos específicos entre 2,850 y 3,000 kg/m³.

En las **Fig.3.6 y 3.7** se pueden apreciar comportamientos típicos de los cementos básicos, relativos al desarrollo de resistencia en el tiempo y calor de hidratación.(**Ref.3.8**)

En la **Tablas 3.3 y 3.4 (Ref. 3.5)** se pueden apreciar los requisitos físicos y químicos de fabricación establecidos por las normas ASTM C-150 para los cementos standard nombrados, y en las **Tablas 3.5 y 3.6.** se consignan estadísticas de variación de los componentes de los diversos tipos de cemento normales en U.S.A. e Inglaterra, donde se concluye pues en que la elasticidad en las normas de fabricación admite variaciones que si bien no deben influir en las resistencias finales exigidas, si pueden ocasionar comportamientos variables en el tiempo.

Tabla 3.3 .- Requisitos físicos standard ASTM C-150 para cementos

Descripción	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo IIA
Contenido de aire en % (máximo , mínimo)	(12,N/A)	(22,16)	(12,N/A)	(22,16)
Fineza con turbidímetro en m ² /Kg (mínimo)	160	160	160	160
Fineza por permeabilidad de aire en m ² /Kg (min)	280	280	280	280
Expansión en autoclave	0.80	0.80	0.80	0.80
Resistencia en compresión en Mpa				
A 3 días	12.40	10.00	10.30	8.30
A 7 días	19.30	15.50	17.20	13.80
Fraguado inicial Gillmore mínimo en minutos	60	60	60	60
Fraguado final Gillmore máximo en minutos	600	600	600	600
Fraguado inicial Vicat mínimo en minutos	45	45	45	45
Fraguado final Vicat máximo en minutos	375	375	375	375
Requisitos físicos opcionales				
Fraguado falso (penetración final) % mínimo	50	50	50	50
Calor de hidratación máximo a 7 días en cal/gr			70	70
Calor de hidratación máximo a 28 días en cal/gr			58	58
Resistencia en compresión mínima a 28 días (Mpa)	27.60	27.60	27.60	27.60

Descripción	Tipo III	Tipo IIIA	Tipo IV	Tipo V
Contenido de aire en % (máximo , mínimo)	(12,N/A)	(22,16)	(12,N/A)	(12,N/A)
Fineza con turbidímetro en m ² /Kg (mínimo)			160	160
Fineza por permeabilidad de aire en m ² /Kg (min)			280	280
Expansión en autoclave	0.80	0.80	0.80	0.80
Resistencia en compresión en Mpa				
A 1 día	12.40	10.00		
A 3 días	24.10	19.30		8.30
A 7 días			6.60	15.20
A 28 días				20.70
Fraguado inicial Gillmore mínimo en minutos	60	60	60	60
Fraguado final Gillmore máximo en minutos	600	600	600	600
Fraguado inicial Vicat mínimo en minutos	45	45	45	45
Fraguado final Vicat máximo en minutos	375	375	375	375
Requisitos físicos opcionales				
Fraguado falso (penetración final) % mínimo	50	50	50	50
Calor de hidratación máximo a 7 días en cal/gr			60	
Calor de hidratación máximo a 28 días en cal/gr			70	
Expansión con sulfatos a 14 días, % máximo				0.04

Tabla 3.4 .- Requisitos químicos standard ASTM C-150 para cementos

Descripción	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo IIA
SiO ₂ , % mínimo	----	----	20.00	20.00
Al ₂ O ₃ , % máximo	----	----	6.00	6.00
Fe ₂ O ₃ , % máximo	----	----	6.00	6.00
MgO , % máximo	6.00	6.00	6.00	6.00
SO ₃ , % máximo				
Cuando C3A es menor o igual a 8%	3.00	3.00	3.00	3.00
Cuando C3A es mayor a 8%	3.50	3.50	N/A	N/A
Pérdidas por ignición , % máximo	3.00	3.00	3.00	3.00
Residuos insolubles , % máximo	0.75	0.75	0.75	0.75
C3A , % máximo	----	----	8.00	8.00
Requisitos químicos opcionales				
(C3S + C3A) , % máximo	----	----	58.00	58.00
Alcalis , (Na ₂ O + 0.658 K ₂ O) , % máximo	0.60	0.60	0.60	0.60

Descripción	Tipo III	Tipo IIIA	Tipo IV	Tipo V
Fe ₂ O ₃ , % máximo	----	----	6.50	----
MgO , % máximo	6.00	6.00	6.00	6.00
SO ₃ , % máximo				
Cuando C3A es menor o igual a 8%	3.50	3.50	2.30	2.30
Cuando C3A es mayor a 8%	4.50	4.50	N/A	N/A
Pérdidas por ignición , % máximo	3.00	3.00	2.50	3.00
Residuos insolubles , % máximo	0.75	0.75	0.75	0.75
C3S , % máximo	----	----	35.00	----
C2S , % máximo	----	----	40.00	----
C3A , % máximo	15.00	15.00	7.00	5.00
[C4AF + 2(C3A)] o (C4AF + C2F) , % máximo	----	----	----	25.00
Requisitos químicos opcionales				
C3A , % máximo para mediana resistencia a sulfatos	8.00	8.00	----	----
C3A , % máximo para alta resistencia a sulfatos	5.00	5.00		
Alcalis , (Na ₂ O + 0.658 K ₂ O) , % máximo	0.60	0.60	0.60	0.60

Tabla 3.5 .- Variación en composición de algunos cementos portland norteamericanos

ASTM Tipo	Componentes químicos - Oxidos									
	CaO	MgO	Al2O3	Fe2O3	SiO2	TiO2	NaO	K2O	SO3	CaO Libre
I	63.6	3.7	5.8	2.4	20.7	0.23	0.21	0.51	1.6	0.4
	63.1	2.5	4.7	3.0	22.1	0.21	0.06	1.30	1.7	0.2
	65.8	1.1	4.7	2.1	22.2	0.30	0.04	0.19	1.6	1.6
	62.8	1.7	6.7	2.5	21.1	0.39	0.95	0.51	1.8	2.0
II	61.4	3.1	4.8	4.8	20.8	0.21	0.06	1.30	1.8	0.9
	64.9	1.9	4.0	2.1	24.0	0.23	0.23	0.55	1.7	1.5
III	65.6	1.4	5.2	2.5	20.0	0.27	0.21	0.44	2.3	1.6
	63.3	4.3	5.1	2.0	20.3	0.21	0.19	0.28	2.5	1.9
IV	59.6	3.0	4.6	5.0	22.9	0.23	0.06	1.19	1.3	0.4
	63.6	1.1	3.7	3.1	25.2	0.19	0.33	0.01	1.9	0.4
V	64.3	1.7	3.1	3.3	24.4	0.19	0.08	0.22	1.4	0.5
	64.2	2.5	1.9	1.3	26.1	0.12	0.10	0.15	2.0	1.8
	63.3	1.2	3.3	4.7	23.1	----	0.08	0.37	1.7	----

ASTM Tipo	Compuestos químicos			
	C4AF	C3A	C3S	C2S
I	7	11	55	18
	9	7	47	28
	6	9	54	23
	8	14	33	35
II	15	5	44	26
	6	7	41	38
III	8	10	63	10
	8	10	51	19
IV	15	4	25	47
	9	5	31	49
V	10	3	45	36
	4	3	35	48
	14	1	49	30

Tabla 3.6 .- Variación en composición de algunos cementos portland británicos

Tipo	Componentes químicos - Oxidos									
	CaO	MgO	Al2O3	Fe2O3	SiO2	TiO2	NaO	K2O	SO3	CaO Libre
(a)	65.6	0.70	4.31	2.55	23.73	0.24	0.31	0.66	1.00	1.0
	65.5	1.23	5.90	1.59	22.76	0.33	0.43	0.50	1.60	1.4
	64.4	0.89	5.36	3.27	21.19	0.34	0.36	0.58	2.53	1.9
	64.6	0.56	7.64	3.30	19.09	0.34	0.25	0.57	2.19	0.6
	65.5	0.97	6.95	2.30	20.54	0.35	0.16	0.76	1.54	2.0
	63.1	0.82	6.28	3.59	20.56	0.37	0.27	0.58	2.59	1.7
(b)	64.5	1.28	5.19	2.91	20.66	0.30	0.08	0.70	2.66	2.0
	65.4	0.51	5.00	4.31	20.04	0.42	0.48	0.78	2.06	2.0
	63.0	1.46	6.07	2.67	20.21	0.33	0.12	0.94	2.10	1.5
	64.3	1.27	4.74	2.15	22.37	0.36	0.16	0.53	1.82	2.3
(c)	63.8	0.92	4.07	4.65	21.09	0.28	0.13	0.67	2.56	2.9
	64.5	0.89	3.13	5.23	22.14	0.21	0.18	0.45	2.08	1.5
(d)	61.8	1.69	4.60	2.07	25.08	0.25	0.19	0.77	2.57	0.7
	62.0	1.59	4.54	2.06	25.80	0.23	0.20	0.65	1.87	0.9

Tipo	Compuestos químicos			
	C4AF	C3A	C3S	C2S
(a)	8	7	47	32
	5	13	41	34
	10	9	45	27
	10	15	53	15
	7	14	49	22
	11	11	39	30
(b)	9	9	50	21
	13	6	64	9
	8	12	46	23
	7	9	42	32
(c)	14	3	58	17
	16	0	54	22
(d)	6	9	17	59
	6	9	15	63

(a) = Ordinario

(b) = Endurecimiento rápido

(c) = Resistente a los sulfatos

(d) = Bajo calor de hidratación

3.7 LOS CEMENTOS PERUANOS Y SUS CARACTERISTICAS.

En la actualidad se fabrican en el Perú los cementos Tipo I, Tipo II, Tipo V, Tipo IP y Tipo IPM.

En las **Tablas 3.7a y 3.7b** se pueden observar las características físicas y químicas de los cementos de fabricación nacional suministradas por los fabricantes, con excepción del Cemento Rumi, cuyo productor no accedió a proporcionarlas, pese a nuestra insistencia, por lo que se consigna un análisis efectuado a solicitud del autor en la Universidad Católica del Perú con ocasión del empleo de este material durante la construcción del Aeropuerto de Juliaca, en el cual se obtienen resultados bastante irregulares para un Cemento Tipo I, que no obstante deben tomarse con reserva pues sólo representan una muestra.

En las **Fig.3.8 a 3.13**, se han graficado las Resistencias vs Tiempo para los diferentes cementos peruanos en base a la información suministrada entre Enero y Abril de 1,993.

Es interesante anotar que en general los cementos nacionales siguen los comportamientos típicos a largo plazo que es factible esperar de cementos similares fabricados en el extranjero, sin embargo la experiencia en el uso de ellos y la variabilidad que se puede apreciar en los análisis y gráficos mostrados nos permite afirmar que las propiedades a corto plazo no siempre mantienen parámetros constantes, por lo que nunca debe confiarse a priori en ellas sin efectuar pruebas de control para el caso de obras de cierta importancia.

Por otro lado, los fabricantes locales tienen mucha experiencia en la elaboración de cemento, pero ninguno la tiene en la aplicación práctica de este material en la producción de concreto dado que muy rara vez recopilan estos datos, o hacen investigación en concreto, por lo que es muy poca la información que pueden aportar en ese sentido y además, hay usualmente reticencia para suministrar resultados de sus controles de calidad en forma rutinaria. Sin embargo debemos agradecer la colaboración prestada por los productores que accedieron a suministrar e incluir en el presente libro los datos proporcionados .

No existe información periódica publicada por los fabricantes sobre aspectos básicos como la variación del desarrollo de la resistencia en el tiempo, variación de la hidratación en función de las condiciones ambientales, características de las puzolanas que emplean en los cementos mezclados, estadísticas de los controles interlaboratorios que realizan, etc.

Tabla 3.7a .- Características químicas de los cementos peruanos.

Elemento	Sol Tipo I	Atlas Tipo IP	Andino Tipo I	Andino Tipo II	Andino Tipo V
CaO	63.20	53.65	64.18	63.83	64.60
SiO ₂	19.79	26.28	21.86	22.58	22.51
Al ₂ O ₃	6.15	6.44	4.81	4.21	3.04
Fe ₂ O ₃	2.82	4.84	3.23	3.11	4.28
K ₂ O	0.96	1.07	0.65	0.54	0.56
Na ₂ O	0.28	0.37	0.15	0.12	0.13
SO ₃	2.58	2.84	2.41	2.38	2.36
MgO	3.16	2.76	0.96	0.97	0.92
Cal libre	0.52	0.29	0.59	0.40	0.55
P. Ignición	0.80	1.63	1.24	1.46	1.08
R. Insolubles	0.62	10.21	0.42	0.59	0.57
C ₃ S	54.18		51.33	48.73	58.64
C ₂ S	15.87		23.95	27.98	20.30
C ₃ A	11.53		7.28	5.89	0.81
C ₄ AF	8.57		9.82	9.45	13.01

Elemento	Yura Tipo I	Yura Tipo IP	Yura Tipo IPM	Pacasmayo Tipo I	Pacasmayo Tipo V	Rumi Tipo I (*)
CaO	65.90	46.30	53.80	63.02	62.92	44.19
SiO ₂	22.66	43.51	33.34	19.50	20.50	21.67
Al ₂ O ₃	4.15	3.36	4.80	6.20	4.07	1.56
Fe ₂ O ₃	2.41	1.98	2.04	3.30	5.14	5.01
K ₂ O				0.70	0.68	0.72
Na ₂ O				0.26	0.22	1.69
SO ₃	1.66	1.42	2.04	2.50	1.83	1.09
MgO	1.24	1.30	1.37	2.13	2.10	1.06
Cal libre				1.20	1.10	
P. Ignición	0.96	1.60	1.87	2.30	1.93	2.85
R. Insolubles	0.48	26.70	15.69	0.50	0.68	2.99
C ₃ S	60.00			54.85	60.44	(9.21)
C ₂ S	19.70			14.52	13.18	69.08
C ₃ A	6.92			10.85	2.09	(4.34)
C ₄ AF	7.33			10.03	15.63	15.25

(*) Análisis particular al no haber suministrado información el fabricante.

Tabla 3.7b .- Características físicas de los cementos peruanos.

Elemento	Sol Tipo I	Atlas Tipo IP	Andino Tipo I	Andino Tipo II	Andino Tipo V
Peso específico (gr/cm ³)	3.11	3.03	3.11	3.18	3.11
Fineza malla 100 (%)	0.04	0.03	0.34	0.10	0.20
Fineza malla 200 (%)	4.14	0.38	5.66	4.71	2.58
S. específica Blaine (cm ² /gr)	3,477	4,472	3,300	3,400	3,400
Contenido de aire (%)	9.99	9.82	6.50	5.35	5.22
Expansión en autoclave (%)	0.18	0.15	0.02	0.01	(0.01)
Fraguado inicial Vicat	1hr 49'	1hr 59'	2hr 50'	3hr 15'	2hr 15'
Fraguado final Vicat	3hr 29'	3hr 41'	3hr 45'	4hr 30'	3hr 45'
f'c a 3 días (kg/cm ²)	254	235	204	160	184
f'c a 7 días (kg/cm ²)	301	289	289	205	243
f'c a 28 días (kg/cm ²)	357	349	392	320	362
Calor hidratación a 7 días (cal/gr)	70.60	60.50	64.93	63.89	59.02
Calor hidratación a 28 días (cal/gr)	84.30	78.40			

Elemento	Yura Tipo I	Yura Tipo IP	Yura Tipo IPM	Pacasmayo Tipo I	Pacasmayo Tipo V
Peso específico (gr/cm ³)	3.11	2.86	2.95		
Fineza malla 100 (%)					
Fineza malla 200 (%)					
S. específica Blaine (cm ² /gr)	3,597	4,086	3,848	3,400	3,300
Contenido de aire (%)				10.50	10.10
Expansión en autoclave (%)	0.20	0.11	0.26	0.22	0.14
Fraguado inicial Vicat	2hr	2hr	2hr 10'	2hr 29'	2hr 40'
Fraguado final Vicat	4 hr	4hr 10'	4hr 10'	5hr 10'	5hr 20'
f'c a 3 días (kg/cm ²)	242	140	240	168	154
f'c a 7 días (kg/cm ²)	335	222	299	210	196
f'c a 28 días (kg/cm ²)	388	316	367	273	258

información que sería sumamente útil para los usuarios e investigadores, evitando muchas situaciones en que se espera un comportamiento por extrapolación con información foránea o con información local incompleta y se obtiene otro por falta de datos confiables.

Como comentario adicional habría que decir que la introducción de los cementos Puzolánicos y Puzolánicos modificados en nuestro medio ha traído beneficios desde el punto de vista que tienen ventajas referidas a durabilidad, además de ser ventajosos para el fabricante pues al reemplazar cemento por puzolana abarata sus costos y los precios de venta experimentan alguna reducción, pero estas ventajas no son del todo aprovechadas por cuanto no ha habido suficiente investigación, difusión y labor didáctica en cuanto a las consideraciones para su dosificación, lo que trae como consecuencia deficiencias en su utilización por parte del usuario.

Normalmente se supone que los diseños con estos cementos requieren igual cantidad de agua que los normales, lo cual en la práctica no es cierto, pues algunos de ellos necesitan hasta 10% más de agua y tienen consistencia cohesiva que amerita mayor energía en la compactación con lo que a la larga la supuesta economía no es tanta.

En el Apéndice, se incluyen copias de los datos originales suministrados por los fabricantes en 1993 y 1996, que incluyen información adicional a la consignada en las tablas y que puede ser de utilidad para quien esté interesado en profundizar sobre estos aspectos.

3.8 CONDICIONES DE CONTROL Y ALMACENAJE EN OBRA Y SUS CONSECUENCIAS.

Lo ya mencionado en relación a los cementos nacionales nos hace reflexionar en la necesidad de tratar en lo posible de hacer en obra un seguimiento estadístico del tiempo y condiciones de almacenaje, así como de la calidad del cemento que se emplea.

Una buena práctica la constituye el ejecutar análisis químicos en un laboratorio confiable cada 500 Toneladas de cemento para el caso de obras grandes, y solicitar regularmente a los fabricantes certificados con resultados de su control de calidad. En ningún caso la muestra que se obtenga debe ser menor de 5 Kg.

En cuanto a las condiciones de almacenaje, es recomendable limpiar con frecuencia los silos metálicos de depósito sobre todo en climas de humedad relativa alta, pues se produce hidratación parcial del cemento adherido a las paredes, y que con el uso del silo ocasiona que se desprendan trozos endurecidos y se mezclen con el cemento fresco causando problemas en la uniformidad de la producción del concreto.

En el caso de cemento en bolsas el concepto es similar en cuanto a protegerlas de la humedad, bien sea aislándolas del suelo o protegiéndolas en ambientes cerrados.

Una manera práctica de evaluar si ha habido hidratación parcial del cemento almacenado, consiste en tamizar una muestra por la malla No 100, según la Norma ASTM C-184, pesando el retenido, el cual referido al peso total, nos da un orden de magnitud de la porción hidratada. El porcentaje retenido sin haber hidratación oscila usualmente entre 0 y 0.5%.

Si recordamos los conceptos referidos al mecanismo de hidratación podemos estimar que si usamos cemento parcialmente hidratado, estaremos sustituyendo en la práctica una parte del agregado por cemento endurecido con características resistentes inciertas y definitivamente inferiores a la de la arena y la piedra, que causará zonas de estructura débil, cuya trascendencia será mayor cuanto mayor sea la proporción de estas partículas.

Se puede estimar que el empleo de cemento hidratado en un 30% referido al peso total, con gránulos no mayores de 1/4" trae como consecuencia una reducción en la resistencia a 28 días del orden del 25%, dependiendo del cemento en particular. Es obvio que porcentajes hidratados mayores, con partículas de tamaño superior a 1/4" ocasionarán perjuicios mas negativos en la resistencia y durabilidad.

Finalmente hay que aclarar que en cuanto al almacenaje, el criterio correcto para evaluar la calidad del cemento no es el tiempo que ha estado almacenado sino las condiciones de hidratación del cemento al cabo de ese período, por lo que lo aconsejable es tomar las previsiones para evitar o retrasar la hidratación desde un inicio, en vez de dejar pasar el tiempo sin ninguna precaución y entrar luego en las complicaciones de evaluar si estará apto o no para usarse .

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 3.1) Lea Frederik.- "The Chemistry of Cement and Concrete".- Edward Arnold Publishers - London 1988.
- 3.2) Neville Adam .- "Tecnología del Concreto".- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto - México 1977.
- 3.3) Kosmatka S.,Panarese W..- "Design and Control of Concrete Mixtures"-Portland Cement Association - USA 1988.
- 3.4) Popovics Sandor.- "Concrete : Making Materials".- Edit. Mc Graw Hill - 1979.
- 3.5) ASTM Standard C-150.- "Standard Specification for Portland Cement"-1986.
- 3.6) ACI SCM-22 .- Troubleshooting Concrete Construction.- Seminar Course Manual.USA 1990.
- 3.7) ASTM Standard C-595.- "Standard Specification for Blended Hydraulic Cements"-1986.
- 3.8) U.S. Bureau of Reclamation.- "Concrete Manual" Eight Edition- Revised - 1988.

-----OO-----

CAPITULO 4

EL AGUA EN EL CONCRETO.

4.0 INTRODUCCION.

Ya hemos visto que el agua es el elemento indispensable para la hidratación del cemento y el desarrollo de sus propiedades, por lo tanto este componente debe cumplir ciertos requisitos para llevar a cabo su función en la combinación química, sin ocasionar problemas colaterales si tiene ciertas sustancias que pueden dañar al concreto.

Complementariamente, al evaluar el mecanismo de hidratación del cemento vimos como añadiendo agua adicional mediante el curado se produce hidratación adicional del cemento, luego esta agua debe cumplir también algunas condiciones para poderse emplear en el concreto.

En este capítulo abordaremos ambos aspectos, sin tocar campos especiales como son los efectos de variaciones en la presión de poros, así como las situaciones de temperaturas extremas en el concreto que ocasionan comportamientos singulares del agua. *(Ref.4.1)*

4.1 EL AGUA DE MEZCLA.

El agua de mezcla en el concreto tiene tres funciones principales :

- I. Reaccionar con el cemento para hidratarlo,
- II. Actuar como lubricante para contribuir a la trabajabilidad del conjunto
- III. Procurar la estructura de vacíos necesaria en la pasta para que los productos de hidratación tengan espacio para desarrollarse.

Por lo tanto, la cantidad de agua que interviene en la mezcla de concreto es normalmente por razones de trabajabilidad, mayor de la necesaria para la hidratación del cemento.

El problema principal del agua de mezcla reside en las impurezas y la cantidad de éstas, que ocasionan reacciones químicas que alteran el comportamiento normal de la pasta de cemento.

Una regla empírica que sirve para estimar si determinada agua sirve o no para emplearse en la producción de concreto, consiste en establecer su habilidad para el consumo humano, ya que lo que no daña al hombre no daña al concreto.

En este sentido, es interesante distinguir el agua potable en términos de los requerimientos nominales establecidos por los organismos que regulan su producción y uso, y el agua apta para consumo humano, ya que los requerimientos aludidos normalmente son mucho más exigentes de lo necesario.

Como dato interesante, es una evidencia que en el Perú muy pocas "aguas potables" cumplen con las limitaciones nominales indicadas, sobre todo en lo que se refiere al contenido de sulfatos y carbonatos, sin embargo sirven para el consumo humano y consecuentemente para el concreto, por lo que no debe cometerse el error de establecer especificaciones para agua que luego no se pueden satisfacer en la práctica.

No existe un patrón definitivo en cuanto a las limitaciones en composición química que debe tener el agua de mezcla, ya que incluso aguas no aptas para el consumo humano sirven para preparar concreto y por otro lado depende mucho del tipo de cemento y las impurezas de los demás ingredientes.

Los efectos más perniciosos que pueden esperarse de aguas de mezcla con impurezas son : retardo en el endurecimiento, reducción de la resistencia, manchas en el concreto endurecido, eflorescencias, contribución a la corrosión del acero, cambios volumétricos etc.

Curiosamente, ni el ACI ni el ASTM establecen requisitos para el agua de mezcla para concreto (*Ref.4.1*), sin embargo, en una iniciativa realmente importante, la norma Nacional Itintec 339.088 sí establece requisitos para agua de mezcla y curado y que se detallan en la *Tabla 4.1 (Ref.4.2)*:

Los valores establecidos en la Norma aludida son algo conservadores, pero nuestra experiencia indica que son relativamente fáciles de cumplir en la mayoría de los casos. En las *Tabla 4.2* se consignan algunos análisis de agua empleada en la preparación de concreto en proyectos ejecutados en diferentes regiones de nuestro país, donde se pueden apreciar las variaciones factibles de esperarse en cuanto a la composición.

En la *Tabla 4.3 (Ref.4.3)* se pueden observar análisis típicos de agua para uso doméstico en ciudades sobre 20,000 habitantes en USA y Canadá, y un análisis típico de agua de mar, donde se puede apreciar también la gran

Tabla 4.1.- Límites permisibles para agua de mezcla y de curado según la norma ITINTEC 339.088 (Ref. 4.2)

Descripción	Límite permisible		
1) Sólidos en suspensión	5,000	p.p.m	máximo
2) Materia orgánica	3	p.p.m.	máximo
3) Alcalinidad (NaHCO_3)	1,000	p.p.m.	máximo
4) Sulfato (Ión SO_4)	600	p.p.m.	máximo
5) Cloruros (Ión Cl^-)	1,000	p.p.m.	máximo
6) pH	5 a 8		

Tabla 4.2.- Análisis químicos de agua de varias fuentes en el Perú

Descripción	San Juan de Miraflores Lima	Planta La Atarjea Lima	Sub-suelo zona Aeropuerto o de Juliaca Puno	Agua de Riego Proyecto Majes Arequipa	Requisito ITINTEC 339.088
1) Sólidos en suspensión	260 ppm	500 ppm		28 ppm	5,000 ppm
2) Materia orgánica				27 ppm	3 ppm.
3) Alcalinidad (NaHCO ₃)	20 ppm	25 ppm	12 ppm	186 ppm	1,000 ppm
4) Sulfato (Ión SO ₄)	156 ppm	133 ppm	34 ppm	150 ppm	600 ppm
5) Cloruros (Ión Cl)	197 ppm	45 ppm	33 ppm	141 ppm	1,000 ppm
6) pH	7.8	7.9	7.9	7.5	5 a 8

Tabla 4.3.- Análisis típicos de agua doméstica y de mar en USA y Canadá expresados en partes por millón. (Ref. 4.3)

Elemento	1	2	3	4	5	6	Agua de Mar
Sílice (SiO ₂)	2.4	0.0	6.5	9.4	22.0	3.0	----
Hierro (Fe)	0.1	0.0	0.0	0.2	0.1	0.0	----
Calcio (Ca)	0.8	15.3	29.5	96.0	3.0	1.3	50 - 480
Magnesio (Mg)	1.4	5.5	7.6	27.0	2.4	0.3	260 - 1,410
Sodio (Na)	1.7	16.1	2.3	183	215	1.4	2,190 - 12,200
Potasio (K)	0.7	0.0	1.6	18.0	9.8	0.2	70 - 550
Bicarbonato (HCO ₃)	14.0	35.8	122	334	549	4.1	----
Sulfatos (SO ₄)	9.7	59.9	5.3	121	11.0	2.6	580 - 2,810
Cloruros (Cl)	2.0	3.0	1.4	280	22	1.0	3,960 - 20,000
Nitratos (NO ₃)	0.5	0.0	1.6	0.2	0.5	0.0	----
Sólidos disueltos totales	31.0	250	125	983	564	19.0	35,000

variabilidad en composición. Como comentario anecdótico es interesante anotar que en general estas aguas tienen contenidos de sulfatos bastante más bajos que las aguas potables en nuestro medio, no siendo esto significativo para el caso del concreto, pero es la fuente de los problemas estomacales que normalmente aquejan a los visitantes foráneos acostumbrados a niveles menores.

Existe evidencia experimental que el empleo de aguas con contenidos individuales de cloruros, sulfatos y carbonatos sobre las 5,000 ppm ocasiona reducción de resistencias hasta del orden del 30 % con relación a concretos con agua pura. **(Ref. 4.4)**

Los Carbonatos y bicarbonatos de Sodio y Potasio pueden acelerar o retardar el fraguado cuando la suma de sales disueltas tiene concentraciones sobre 1000 ppm, por lo que es recomendable en estos casos hacer pruebas de tiempo de fraguado. Hay evidencias que en estas condiciones pueden incrementarse las reacciones álcali-sílice en los agregados, que veremos en detalle en el capítulo siguiente.

Los carbonatos de Calcio y Magnesio no son muy solubles en el agua y en concentraciones hasta de 400 ppm no tienen efectos perceptibles en el concreto.

El Sulfato de Magnesio y el Cloruro de Magnesio en contenidos hasta de 25,000 ppm no han ocasionado efectos negativos en investigaciones llevadas a cabo en USA, pero sales de Zinc, Cobre y Plomo como las que pueden tener las aguas contaminadas con relaves mineros, en cantidades superiores a 500 ppm. tienen efectos muy negativos tanto en el fraguado como en las resistencias.

La materia orgánica por encima de las 1,000 ppm reduce resistencia e incorpora aire.

El criterio que establece la Norma Itintec 339.088 y el Comité ACI-318 **(Ref. 4.5)** para evaluar la habilidad de determinada agua para emplearse en concreto, consiste en preparar cubos de mortero de acuerdo con la norma ASTM C-109 **(Ref.4.6)** usando el agua dudosa y compararlos con cubos similares elaborados con agua potable. Si la resistencia en compresión a 7 y 28 días de los cubos con el agua en prueba no es menor del 90% de la de los cubos de control, se acepta el agua como apta para su uso en concreto.

Un caso particular lo constituye el agua de mar, con la que normalmente se puede preparar concreto no reforzado ya que con contenidos de sales disueltas hasta de 35,000 ppm. los efectos que podrían esperarse serían aceleración del fraguado y probable reducción de resistencia a largo plazo, que puede compensarse reduciendo la relación Agua/Cemento (**Ref.4.3**), sin embargo pueden producirse eflorescencias y manchas, por lo que es recomendable utilizarla sólo en concretos simples en que los efectos mencionados no tengan importancia. En el concreto armado, la alta cantidad de cloruros propicia la corrosión del acero de refuerzo, por lo que está proscrito su empleo en estos casos.

La norma ASTM C-94 para Concreto Premezclado, (**Ref.4.7**) establece la **Tabla 4.4** donde fija los requisitos del agua de lavado de mixers ó mezcladoras, para reusarse como agua de mezcla de concreto, lo cual no es una práctica usual en nuestro medio, pero está permitido y podría ser útil en alguna ocasión.

Finalmente, podemos concluir en que salvo casos especiales de aguas contaminadas en exceso (residuos industriales) o que los agregados o aditivos contribuyan a incrementar notablemente las sustancias nocivas, siempre es posible usar aguas con ciertas impurezas afrontando las consecuencias ya indicadas que en la mayoría de casos son manejables.

4.2 EL AGUA PARA CURADO.

En general, los mismos requisitos que se exigen para el agua de mezcla deben ser cumplidos por las aguas para curado, y por otro lado en las obras es usual emplear la misma fuente de suministro de agua tanto para la preparación como para el curado del concreto.

No obstante lo mencionado, si revisamos lo ya evaluado con respecto al mecanismo de hidratación del cemento y la estructura de la pasta, podemos concluir, que el agua adicional que puede contribuir a hidratar el concreto proveniente del curado, representa una fracción solamente del agua total (alrededor de la quinta parte en volumen absoluto), por lo que las limitaciones para el caso del agua de curado pueden ser menos exigentes que en el caso del agua de mezcla, pudiendo aceptarse reducir las a la mitad en la mayoría de los casos.

Tabla 4.4 .- Limitaciones en la composición de agua de lavado para su empleo en agua de mezcla. (Ref. 4.7)

Elemento	Limitación
Cloruros (lón Cl) a) En concreto pretensado o losas de puentes b) Cualquier otro concreto armado en ambiente húmedo o con elementos embutidos de aluminio o metales diferentes o con insertos galvanizados.	500 ppm máximo 1,000 ppm máximo
Sulfatos (lón SO4)	3,000 ppm máximo
Alkalis (NaO + 0.658 K2O)	600 ppm máximo
Sólidos disueltos totales	50,000 ppm máximo

<p>Notas :</p> <p>1) El agua de lavado puede superar los límites de cloruros y sulfatos si se demuestra que la concentración calculada en el agua de mezcla total incluyendo el agua de mezcla en los agregados y otras fuentes, no excede los límites establecidos.</p> <p>2) Para proyectos en que se permite el empleo de cloruro de Calcio como acelerante, los límites de cloruros pueden ser obviados por el propietario.</p>

Otro factor que incide en esta consideración es que el agua de curado permanece relativamente poco tiempo en contacto con el concreto, pues en la mayoría de especificaciones el tiempo máximo exigido para el curado con agua no supera los 14 días.

Una precaución en relación al curado con agua en obra empleando el método usual de las "arroceras", es decir creando estancamiento de agua colocando arena ó tierra en los bordes del elemento horizontal, consiste en que hay que asegurarse que estos materiales no tengan contaminaciones importantes de sales agresivas como cloruros o sulfatos, que entrarían en solución y podrían ocasionar efectos locales perjudiciales, si por falta de precaución o descuido permanecen en contacto con el concreto durante mucho tiempo.

El agua de lavado de mixers o mezcladoras, puede emplearse normalmente sin problemas en el curado del concreto, siempre que no tengan muchos sólidos en suspensión, ya que en algunos casos se crean costras de cemento sobre las superficies curadas, sobre todo cuando el agua proviene del lavado de equipo donde se han preparado mezclas ricas en cemento y se ha empleado poca agua en esta labor.

----OO----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 4.1) Owens Philip .- "Water and its role in Concrete".- ACI-SCM-22,"Troubleshooting Concrete Construction".USA, 1990.
- 4.2) Norma Técnica Nacional ITINTEC 339.088.-Agua para morteros y hormigones de Cemento Portland.Requisitos-Lima 1982.
- 4.3) Kosmatka S.,Panarese W.- "Design and Control of Concrete Mixtures" - Portland Cement Association - USA 1988.
- 4.4) Lea Frederik.- "The Chemistry of Cement and Concrete".- Edward Arnold Publishers - London 1988.
- 4.5) ACI 318-95 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary" - 1995.
- 4.6) ASTM Standard C-109.- "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars". 1987
- 4.7) ASTM Standard C-94.- "Standard specification for Ready-Mixed Concrete". 1986

-----OO-----

CAPITULO 5

LOS AGREGADOS PARA CONCRETO

5.0 INTRODUCCION.

Se definen los agregados como los elementos inertes del concreto que son aglomerados por la pasta de cemento para formar la estructura resistente. Ocupan alrededor de las 3/4 partes del volumen total (*Ver Fig.2.1 en el Capítulo 2*) luego la calidad de estos tienen una importancia primordial en el producto final.

La denominación de inertes es relativa, porque si bien no intervienen directamente en las reacciones químicas entre el cemento y el agua, para producir el aglomerante o pasta de cemento, sus características afectan notablemente el producto resultante, siendo en algunos casos tan importantes como el cemento para el logro de ciertas propiedades particulares de resistencia, conductibilidad, durabilidad etc.

Están constituidos usualmente por partículas minerales de arenisca, granito, basalto, cuarzo o combinaciones de ellos, y sus características físicas y químicas tienen influencia en prácticamente todas las propiedades del concreto.

La distribución volumétrica de las partículas tiene gran trascendencia en el concreto para obtener una estructura densa y eficiente así como una trabajabilidad adecuada. Está científicamente demostrado que debe haber un ensamble casi total entre las partículas, de manera que las más pequeñas ocupen los espacios entre las mayores y el conjunto esté unido por la pasta de cemento.

5.1 CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS PARA CONCRETO.

Las clasificaciones que describiremos a continuación no son necesariamente las únicas ni las más completas, pero responden a la práctica usual en Tecnología del Concreto.

a) Por su procedencia.

Se clasifican en:

a.1) Agregados naturales.

Son los formados por los procesos geológicos naturales que han ocurrido en el planeta durante miles de años, y que son extraídos, seleccionados y procesados para optimizar su empleo en la producción de concreto.

En la **Tabla 5.1 (Ref.5.1)** se detallan las rocas y minerales que constituyen los agregados para concreto y la Norma ASTM C-294 (**Ref.5.2**) incluye de manera muy detallada la nomenclatura estándar de los constituyentes de los agregados minerales naturales, que resulta muy útil para entender y describir adecuadamente dichos constituyentes.

Estos agregados son los de uso más frecuente a nivel mundial y particularmente en nuestro país por su amplia disponibilidad tanto en calidad como en cantidad, lo que los hace ideales para producir concreto.

a.2) Agregados Artificiales.

Proviene de un proceso de transformación de materiales naturales, que proveen productos secundarios que con un tratamiento adicional se habilitan para emplearse en la producción de concreto.

Algunos agregados de este tipo los constituyen la escoria de altos hornos, la arcilla horneada, el concreto reciclado, la microsílíce etc. El potencial de uso de estos materiales es muy amplio, en la medida que se van investigando y desarrollando otros materiales y sus aplicaciones en concreto, por lo que a nivel mundial hay una tendencia muy marcada hacia progresar en este sentido.

En nuestro país, existen zonas como por ejemplo en la Selva donde no se dispone de agregados normales para hacer concreto y la mayor parte de las veces se tienen que improvisar soluciones que no garantizan el material resultante, por lo que es imprescindible el empezar a ahondar en las posibilidades de desarrollar materiales artificiales en aquellas regiones, estimulando en las Universidades la investigación orientada hacia la solución técnica y económica de estos problemas.

b) Por su gradación.

Tabla 5.1.- Rocas y constituyentes minerales en agregados para concreto.

MINERALES	ROCAS IGNEAS	ROCAS METAMORFICAS
SILICE	Granito	Mármol
Cuarzo	Sienita	Metacuarcita
Opalo	Diorita	Pizarra
Calcedonia	Gabro	Filita
Tridimita	Pendotita	Esquisto
Cristobalita	Pegmatita	Anfibolita
SILICATOS	Vidrio Volcánico	Hornfelsa
Feldespatos	Obsidiana	Gneiss
Ferromagnesianos	Pumicita	Serpentina
Hornblenda	Tufo	
Augita	Escoria	
Arcillas	Perlita	
Ilitas	Fetsita	
Caolinas	Basalto	
Mortmorillonita	ROCAS SEDIMENTARIAS	
Mica	Conglomerados	
Zeolita	Arenas	
CARBONATOS	Cuarcita	
Calcita	Arenisca	
Dolomita	Piedra Arcillosa	
SULFATOS	Piedra Aluvional	
Yeso	Argillita y Pizarra	
Anhidrita	Carbonatos	
SULFUROS DE HIERRO	Calizas	
Pirita	Dolomitas	
Marcasita	Marga	
Pirotita	Tiza	
OXIDOS DE HIERRO	Horsteno	
Magnetita		
Hematita		
Geotita		
Ilmenita		
Limonita		

La gradación es la distribución volumétrica de las partículas que como ya hemos mencionado tiene suma importancia en el concreto.

Se ha establecido convencionalmente la clasificación entre agregado grueso (piedra) y agregado fino (arena) en función de las partículas mayores y las menores de 4.75 mm (Malla Standard ASTM # 4).

Esta clasificación responde además a consideraciones de tipo práctico ya que las técnicas de procesamiento de los agregados (zarandeo, chancado) propenden a separarlos en esta forma con objeto de poder establecer un control mas preciso en su procesamiento y empleo.

c) Por su densidad.

Entendiendo densidad como la Gravedad específica, es decir el peso entre el volumen de sólidos referido a la densidad del agua, se acostumbra clasificarlos en normales con $G_e = 2.5$ a 2.75 , ligeros con $G_e < 2.5$ y pesados con $G_e > 2.75$. Cada uno de ellos marca comportamientos diversos en relación al concreto, habiéndose establecido técnicas y métodos de diseño y uso para cada caso.

5.2 CARACTERISTICAS FISICAS.

En general son primordiales en los agregados las características de densidad, resistencia, porosidad, y la distribución volumétrica de las partículas, que se acostumbra denominar granulometría o gradación.

Asociadas a estas características se encuentran una serie de ensayos o pruebas standard que miden estas propiedades para compararlas con valores de referencia establecidos o para emplearlas en el diseño de mezclas.

Es importante para evaluar estos requerimientos el tener claros los conceptos relativos a las siguientes características físicas de los agregados y sus expresiones numéricas :

a) Condiciones de Saturación.

En la **Fig.5.1 (Ref.5.3)** se han esquematizado las condiciones de saturación de una partícula ideal de agregado, partiendo de la condición seca hasta cuando tiene humedad superficial, pudiéndose asimilar visualmente los

conceptos de saturación en sus diferentes etapas, que servirán durante el desarrollo del presente capítulo.

b) Peso específico .(Specific Gravity)

Es el cociente de dividir el peso de las partículas entre el volumen de las mismas sin considerar los vacíos entre ellas. Las Normas ASTM C-127 y C-128 (*Ref.5.4 y 5.5*) establecen el procedimiento estandarizado para su determinación en laboratorio, distinguiéndose tres maneras de expresarlo en función de las condiciones de saturación. En la *Fig.5.2* se muestra gráficamente la distribución de volúmenes de sólidos, poros y vacíos para agregado secado al horno, estableciéndose las expresiones para la determinación en laboratorio y cálculo del peso específico.

Hay que tomar en cuenta que las expresiones de la norma son adimensionales, luego hay que multiplicarlas por la densidad del agua en las unidades que se deseen para obtener el parámetro a usar en los cálculos. Su valor para agregados normales oscila entre 2,500 y 2,750 kg/m³.

c) Peso unitario .

Es el cociente de dividir el peso de las partículas entre el volumen total incluyendo los vacíos. Al incluir los espacios entre partículas, está influenciado por la manera en que se acomodan estas, lo que lo convierte en un parámetro hasta cierto punto relativo.

La Norma ASTM C-29 (*Ref.5.6*), define el método estándar para evaluarlo, en la condición de acomodo de las partículas luego de compactarlas en un molde metálico apisonándolas con 25 golpes con una varilla de 5/8" en 3 capas. El valor obtenido, es el que se emplea en algunos métodos de diseño de mezclas para estimar las proporciones y también para hacer conversiones de dosificaciones en peso a dosificaciones en volumen.

En este último caso hay que tener en cuenta que estas conversiones asumen que el material en estado natural tiene el peso unitario obtenido en la prueba estándar, lo cual no es cierto por las características de compactación indicadas. Algunas personas aplican el mismo ensayo pero sin compactar el agregado para determinar el "peso unitario suelto", sin embargo este valor tampoco es necesariamente el del material en cancha, por lo que se introducen también errores al hacer conversiones de diseños en peso a volumen.

La mejor recomendación para reducir el error aludido, es hacer por lo menos 5 determinaciones de peso unitario suelto en porciones de muestras de agregados que representen varios niveles de las pilas de almacenaje para reflejar las probables variaciones por segregación.

El valor del peso unitario para agregados normales oscila entre 1,500 y 1,700 kg/m³.

d) Porcentaje de Vacíos.

Es la medida del volumen expresado en porcentaje de los espacios entre las partículas de agregados. Depende también del acomodo entre partículas, por lo que su valor es relativo como en el caso del peso unitario.

La misma norma ASTM C-29 indicada anteriormente establece la fórmula para calcularlo, empleando los valores de peso específico y peso unitario estándar :

$$\% \text{ de Vacíos} = 100 \left[\frac{(S \times W) - M}{S \times W} \right]$$

Donde :

S = Peso específico de masa

W = Densidad del agua

M = Peso unitario compactado seco

e) Absorción.

Es la capacidad de los agregados de llenar con agua los vacíos al interior de las partículas. El fenómeno se produce por capilaridad, no llegándose a llenar absolutamente los poros indicados pues siempre queda aire atrapado. Tiene importancia pues se refleja en el concreto reduciendo el agua de mezcla, con influencia en las propiedades resistentes y en la trabajabilidad, por lo que es necesario tenerla siempre en cuenta para hacer las correcciones necesarias.

La normas ASTM C-127 y 128 ya mencionadas en b) establecen la metodología para su determinación expresada en la siguiente fórmula :

$$\% \text{ Absorción} = \frac{\text{Peso S.S.S} - \text{Peso Seco}}{\text{Peso Seco}}$$

f) Porosidad .

Es el volumen de espacios dentro de las partículas de agregados. Tiene una gran influencia en todas las demás propiedades de los agregados, pues es representativa de la estructura interna de las partículas. No hay un método estándar en ASTM para evaluarla, sin embargo existen varias formas de determinación por lo general complejas y cuya validez es relativa. Una manera indirecta de estimarla es mediante la determinación de la absorción, que da un orden de magnitud de la porosidad normalmente un 10% menor que la real, ya que como hemos indicado en el párrafo anterior, nunca llegan a saturarse completamente todos los poros de las partículas. Los valores usuales en agregados normales pueden oscilar entre 0 y 15% aunque por lo general el rango común es del 1 al 5%. En agregados ligeros, se pueden tener porosidades del orden del 15 al 50%.

g) Humedad.

Es la cantidad de agua superficial retenida en un momento determinado por las partículas de agregado. Es una característica importante pues contribuye a incrementar el agua de mezcla en el concreto, razón por la que se debe tomar en cuenta conjuntamente con la absorción para efectuar las correcciones adecuadas en el proporcionamiento de las mezclas, para que se cumplan las hipótesis asumidas. La humedad se expresa de la siguiente manera según ASTM C-566 (Ref.5.7)

$$\% \text{ Humedad} = \frac{\text{Peso original de la muestra} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} \times 100$$

5.3 CARACTERISTICAS RESISTENTES.

Están constituidas por aquellas propiedades que le confieren la capacidad de soportar esfuerzos ó tensiones producidos por agentes externos.

Las principales son :

a) Resistencia.

Capacidad de asimilar la aplicación de fuerzas de compresión, corte, tracción y flexión. Normalmente se mide por medio de la resistencia en compresión, para lo cual se necesita ensayar testigos cilíndricos o cúbicos de tamaño adecuado al equipo de ensayo, que se perforan o cortan de una muestra lo suficientemente grande.

La resistencia en compresión está inversamente relacionada con la porosidad y la absorción y directamente con el peso específico.

Agregados normales con Peso específico entre 2.5 a 2.7, tienen resistencias en compresión del orden de 750 a 1,200 Kg/cm².

Los agregados ligeros con Peso específico entre 1.6 a 2.5 usualmente manifiestan resistencias de 200 a 750 Kg/cm².

La resistencia del agregado condiciona en gran medida la resistencia del concreto, por lo que es fundamental el evaluarla directa o indirectamente cuando se desea optimizar la calidad de los concretos.

b) Tenacidad.

Se denomina así en general a la resistencia al impacto.

Está más relacionada con la sollicitación en flexión que en compresión, así como con la angularidad y aspereza de la superficie.

Tiene trascendencia en las propiedades del concreto ante impactos, que son importantes en términos prácticos, al momento de evaluar las dificultades en el procesamiento por chancado del material. Su estimación es más cualitativa que cuantitativa.

c) Dureza.

Es la resistencia al desgaste por la acción de unas partículas sobre otras o por agentes externos.

En los agregados para concreto se cuantifica por medio de la resistencia a la abrasión en la Máquina de Los Angeles, que consta de un cilindro metálico donde se introduce el agregado conjuntamente con 12 esferas de acero de 46.8 mm. de diámetro y entre 390 y 445 gr. de peso cada una, con un peso total de $5,000 \pm 25$ gr., haciéndose girar el conjunto un cierto número de revoluciones (100 o 500) que provocan el roce entre partículas, y de las esferas sobre la muestra provocando el desprendimiento superficial de material el cual se mide y expresa en porcentaje. Las normas ASTM aplicables son la C-131 y C- 535 (*Ref. 5.8 y 5.9*).

Agregados con altos valores de desgaste a la abrasión (> 50 %) producen concretos con características resistentes inadecuadas en la mayoría de casos.

5.4 PROPIEDADES TERMICAS.

Condicionan el comportamiento de los agregados ante el efecto de los cambios de temperatura. Estas propiedades tienen importancia básica en el concreto pues el calor de hidratación generado por el cemento, además de los cambios térmicos ambientales actúan sobre los agregados provocando dilataciones, expansiones, retención o disipación de calor según sea el caso.

Las propiedades térmicas están afectadas por la condición de humedad de los agregados, así como por la porosidad, por lo que sus valores son bastante variables. Las principales son (*Ref.5.3*):

a) Coeficiente de expansión.

Cuantifica la capacidad de aumento de dimensiones de los agregados en función de la temperatura. Depende mucho de la composición y estructura interna de las rocas y varía significativamente entre los diversos tipos de roca.

En los agregados secos es alrededor de un 10 % mayor que en estado parcialmente saturado. Los valores oscilan normalmente entre 0.9×10^{-6} a $8.9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

b) Calor específico.

Es la cantidad de calor necesaria para incrementar en 1 °C la temperatura. No varía mucho en los diversos tipos de rocas salvo en el caso de agregados muy ligeros y porosos. Es del orden de 0.18 Cal/gr.°C.

c) Conductividad Térmica.

Es la mayor o menor facilidad para conducir el calor. Está influenciada básicamente por la porosidad siendo su rango de variación relativamente estrecho. Los valores usuales en los agregados son de 1.1 a 2.7 Btu/pie.hr.°F.

d) Difusividad.

Representa la velocidad con que se pueden producir cambios térmicos dentro de una masa. Se expresa como el cociente de dividir la conductividad entre el producto del calor específico por la densidad.

5.5 CARACTERISTICAS QUIMICAS.

Los agregados, también llamados inertes, son en general sumamente resistentes al ataque de agentes químicos, siendo importante establecer que cualquier agresión de este tipo debe ser en forma de solución para que tenga la posibilidad de surtir algún efecto.

Existe una forma de ataque químico sobre los agregados, que es la mas importante desde el punto de vista de sus consecuencias en la durabilidad del concreto y que es producida por la reacción de ciertos agregados con los álcalis del cemento produciendo compuestos expansivos.

a) Reacción Alkali - Sílice.

El Oxido de Sodio y el Oxido de Potasio que constituyen los álcalis en el cemento, en ciertas cantidades y en presencia de condiciones particulares de temperatura y humedad, pueden reaccionan con ciertos minerales definidos en la **Tabla 5.2** produciendo un gel expansivo .

Normalmente se requieren contenidos de álcalis evaluados como (Na₂O + 0.658 K₂O) que sean superiores a 0.6 %, temperaturas ambiente del orden

de 30 °C, humedades relativas de alrededor del 80% y un tiempo por lo general no menor de 5 años para que se evidencie la reacción.

Existen varias maneras de evaluar la posibilidad de que determinado agregado pueda ser reactivo, pero el primer paso consiste en obtener la mayor cantidad de información sobre su uso anterior en concreto, inspeccionando las estructuras que tengan mas de 5 ó 10 años de antigüedad para observar si se han producido fisuraciones sistemáticas.

Existen tres pruebas de laboratorio estandarizadas definidas en ASTM C-289 (*Ref.5.10*), ASTM C-227 (*Ref.5.11*) y ASTM C-295 (*Ref.5.12*) que permiten obtener información para calificar el agregado desde el punto de vista de la reactividad.

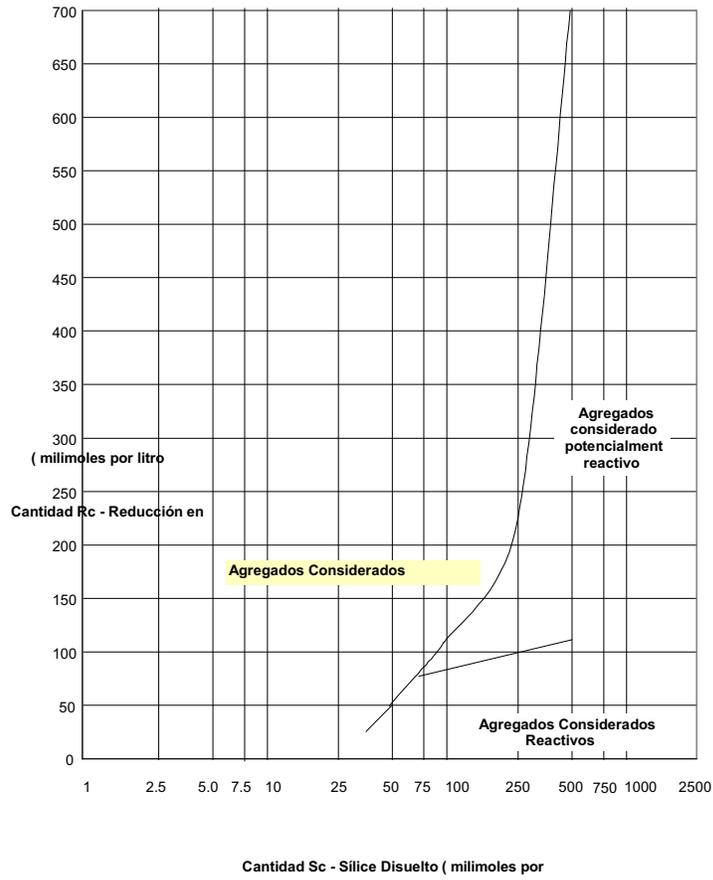
La primera es química y consiste en someter una muestra de agregado chancado y tamizado, a la acción de una solución de Hidróxido de Sodio durante un período de 24 Horas a una temperatura de 80 °C dentro de una cápsula de platino, para medir luego el Sílice disuelto. La correlación de resultados de este ensayo con reacciones alcalinas comprobadas en obra han permitido al ASTM elaborar el gráfico de la *Fig. 5.3* en la que entrando con los valores de Sílice Disuelto (Sc) y la Reducción en alcalinidad (Rc) se verifica si se cae dentro del rango de agregados reactivos, potencialmente reactivos e inocuos.

La prueba es simple y relativamente rápida, y en nuestro país sólo se realiza en la Facultad de Química de la Universidad Católica del Perú.

La segunda prueba denominada de la Barra de Mortero, consiste en preparar y moldear un mortero preparado con el agregado dudoso y cemento con contenido de álcalis superior a 0.8 % sometiendo las probetas a un almacenaje en condiciones de humedad no inferiores al 50% y Temperatura de 36.1 a 39.5 °C. Al inicio y al fin del periodo de almacenaje se mide la longitud de los testigos con una aproximación de 0.002 mm. determinándose de este modo el porcentaje de incremento en dimensiones. El tiempo de almacenaje se recomienda que no sea menor de 6 meses necesitándose en ocasiones hasta 1 año. Si la expansión es mayor de 0.05% a los 3 meses ó 0.10% al cabo de 6 meses, se considera que el agregado es reactivo. En caso que se obtengan expansiones mayores de 0.05% en 3 meses pero menores de 0.10% en 6 meses se asume que el agregado no es reactivo.

Pese a que es una prueba que arroja evidencias más directas, tiene el inconveniente del tiempo que demora, lo que la hace impracticable en la

**FIG. 5.3 Gráfico para evaluar Reactividad Potencial a los álcalis
(Método químico ASTM C-289)**



mayoría de casos. Pese a que su ejecución es factible en nuestro medio, no tenemos antecedentes de haberse realizado nunca.

La última prueba la constituye el ensayo petrográfico, que consiste en preparar una muestra de agregado en base a ciertas condiciones de muestreo y tamizado que establece la norma y proceder a efectuar evaluación de las partículas mediante microscopio. La norma indica que en ciertos casos puede requerirse de otros medios como difracción por rayos X, análisis térmico diferencial ó espectroscopia infrarroja entre otros.

Para que esta prueba tenga significado debe ser realizada por un petrografista especializado en concreto, con experiencia en los fenómenos descritos, de tal modo que pueda calificar adecuadamente el agregado.

En nuestro medio, los ensayos petrográficos los llevan a cabo normalmente los Geólogos o los Ingenieros Mineros por los requerimientos de su profesión, por lo que consideramos difícil encontrar un profesional que tenga experiencia en estos casos de reactividad alcalina para opinar concluyentemente en un ensayo petrográfico sobre un agregado dudoso.

Esto nos lleva a meditar en la necesidad de que las Universidades propicien la especialización en petrografía en concreto pues en nuestro país existen muchas zonas con agregados que podrían ser reactivos, pese a que a la fecha no hay ningún caso comprobado, pero no es improbable que ocurra.

El ASTM C-150, establece por otro lado una limitación de 0.6% en el contenido de álcalis de los cementos para prevenir la posibilidad de reacción álcali-silice.

Investigaciones llevadas a cabo recientemente por el National Research Council en U.S.A., a través del Strategic Highway Research Program (*Ref.5.13,5.14*), indican que las dos primeras pruebas pese a ser las más empleadas en todos los estados norteamericanos, no ofrecen la confiabilidad suficiente en los resultados para poder ser concluyentes, particularmente en el caso de agregados lentamente reactivos como el gneiss granítico y la cuarcita, y por otro lado, la limitación en el contenido de álcalis de ASTM C-150 tampoco garantiza que no haya reactividad.

Los investigadores establecen como alternativa más rápida y confiable una variante de la prueba de la barra de mortero, desarrollada por el National Building Research Institute en Sudáfrica.

El ensayo consiste en general en preparar el testigo tal como lo establece ASTM C-227 pero empleando una relación Agua/cemento fija de 0.50 para mantener la permeabilidad constante, y almacenarlo en una solución 1N de NaOH por 14 días luego de haber estado inmerso en agua por 24 horas a aproximadamente 80 °C. Los resultados experimentales comprueban que la reactividad alcalina se produce si la diferencia entre la expansión medida a las 24 horas y luego de los 14 días es superior a 0.08%.

Si bien la solución 1N de NaOH fue la empleada inicialmente al desarrollarse este método, se han evaluado diversas concentraciones de soluciones normales y relaciones Agua/cemento para evaluar los niveles máximos de álcalis que no producen reactividad, así como las cantidades de puzolana que habría que emplear para controlarla, siendo los resultados sumamente positivos en cuanto a la eficacia en predecir el comportamiento de la reacción en estos aspectos, por lo que en un futuro próximo, el método perfeccionado permitirá evaluar además dichos parámetros.

Los métodos para evaluar la reactividad alcalina en concreto endurecido, es decir en estructuras ya construidas, y las alternativas para controlarla se abordan en los capítulos 11 y 12.

b) Reacción Alkali-Carbonatos.

Este tipo de reacción es similar a la anterior, y se puede producir cuando se emplean los agregados de la **Tabla 5.2** donde reaccionan los carbonatos generando sustancias expansivas.

Existe el ensayo estándar ASTM C-586 (**Ref.5.15**) para evaluar la reactividad potencial, consistente en someter un testigo cilíndrico de la roca en cuestión, de 10 mm de diámetro y 35 mm de altura, a la agresión de una solución de Hidróxido de Sodio a temperatura ambiente durante 24 Horas, midiéndose el cambio en longitud durante este período con una precisión de 0.0025 mm. Si las expansiones superan el 0.10 % es indicativo de reactividad.

No tenemos antecedentes de ocurrencia de este tipo de reacción en el Perú, ni de haberse ejecutado alguna vez la prueba indicada, sin embargo no tendría la menor dificultad de ejecución en nuestro medio si así se requiriera.

Hay que indicar que la norma ASTM C-856(**Ref.5.16**) define las pautas para la realización del Ensayo Petrográfico en concreto endurecido que

Tabla 5.2.- Minerales, rocas y materiales sintéticos que pueden ser potencialmente reactivos con los álcalis del cemento.

REACCION ALCALI - SILICE		REACCION ALCALI - CARBONATO
Andesitas	Pizarras Opalinas	Dolomitas Calcíticas
Argillitas	Filitas	Calizas Dolomíticas
Ciertas Calizas y Dolomitas	Cuarcita	Dolomitas de grano fino
Calcedonia	Cuarzosa	
Cristobalita	Riolitas	
Dacita	Esquistos	
Vidrio Volcánico	Pizarras Silicias y ciertas otras formas de cuarzo	
Gneiss Granítico	Vidrio Silíceo, Sintético y Natural	
Opalo	Tridimita	

proporciona información importante sobre las estructuras ya construidas, pero hacemos la salvedad ya mencionada sobre la falta de especialistas en este campo.

Finalmente mencionaremos que se ha desarrollado últimamente en la Universidad de Cornell .en U.S.A. una prueba que diagnostica eficientemente la reactividad álcali sílice en concreto endurecido, y que se explica detalladamente en el capítulo 11 relativo a los cambios volumétricos en el concreto.

5.6 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y MORFOLOGICAS.

La forma y textura de las partículas de agregados influyen grandemente en los resultados a obtenerse en las propiedades del concreto. Por un lado existe un efecto de anclaje mecánico que resulta más o menos favorable en relación con el tamaño, la forma, la textura superficial y el acomodo entre ellas .Por otro, se producen fenómenos de adherencia entre la pasta de cemento y los agregados, condicionados también por estos factores, que redundan en el comportamiento resistente y en la durabilidad del concreto.

a) Forma.

Por naturaleza los agregados tienen una forma irregularmente geométrica compuesta por combinaciones aleatorias de caras redondeadas y angularidades. Bryan Mather (*Ref. 5.3*) establece que la forma de las partículas está controlada por la redondez o angularidad y la esfericidad, dos parámetros relativamente independientes.

La redondez o angularidad se puede definir numéricamente como la relación entre el radio de curvatura promedio de los bordes de la partícula entre el radio del máximo círculo inscrito.

La esfericidad depende de la relación entre el área superficial de la partícula y su volumen, la longitud máxima del prisma rectangular circunscrito, la velocidad de sedimentación y la relación entre el volumen de la partícula y el de la esfera circunscrita. Existen varias maneras de caracterizarla numéricamente basadas en las longitudes de sus 3 ejes principales :

$$S = d/a \quad \text{ó} \quad S = \sqrt{bc/a^2}$$

Donde :

S = esfericidad

d = Diámetro de la esfera de igual volumen que la partícula

a = Longitud del eje mayor

b = Longitud del eje intermedio

c = Longitud del eje mas corto

Estas cuantificaciones no son de utilidad práctica directa, pero son importantes cuando se hace investigación en agregados o en concreto pues permiten la evaluación numérica de estas características, superando la apreciación subjetiva o solamente cualitativa que no es suficiente para establecer conclusiones valederas.

En términos meramente descriptivos, la forma de los agregados se define en

- 1) Angular : Poca evidencia de desgaste en caras y bordes.
- 2) Subangular : Evidencia de algo de desgaste en caras y bordes.
- 3) Subredondeada : Considerable desgaste en caras y bordes.
- 4) Redondeada : Bordes casi eliminados.
- 5) Muy redondeada : Sin caras ni bordes.

La esfericidad resultante de agregados procesados, depende mucho del tipo de equipo de chancado y la manera como se opera.. La redondez está más en función de la dureza y resistencia al desgaste por abrasión.

Los agregados con forma equidimensional producen un mejor acomodo entre partículas dentro del concreto, que los que tienen forma plana o alargada, y requieren menos agua, pasta de cemento, o mortero para un determinado grado de trabajabilidad del concreto.(*Ref.5.3*)

b) Textura.

Representa qué tan lisa o rugosa es la superficie del agregado. Es una característica ligada a la absorción pues agregados muy rugosos tienen mayor absorción que los lisos, además que producen concretos menos plásticos pues se incrementa la fricción entre partículas dificultando el desplazamiento de la masa.

En la **Fig.5.4 (Ref.5.3)** se puede observar la variación del coeficiente de fricción entre partículas de agregado constituido por canto rodado de textura lisa y piedra chancada de textura rugosa, donde se verifica el incremento de la fricción en este último.

5.7 ANALISIS GRANULOMETRICO.

Tomando en cuenta lo que ya hemos hablado sobre la forma irregularmente geométrica de las partículas de agregados, es obvio que no es simple establecer un criterio numérico individual para definir el tamaño de cada partícula midiendo sus dimensiones.

Como sería sumamente difícil medir el volumen de los diferentes tamaños de partículas, se usa una manera indirecta, cual es tamizarlas por una serie de mallas de aberturas conocidas y pesar los materiales retenidos refiriéndolos en % con respecto al peso total.

A esto es lo que se denomina análisis granulométrico o granulometría, que es la representación numérica de la distribución volumétrica de las partículas por tamaños.

Los valores hallados se representan gráficamente en un sistema coordinado semi-logarítmico que permite apreciar la distribución acumulada. Cuando se representa la distribución granulométrica de la mezcla de agregados de pesos específicos que no difieren mucho, la granulometría es prácticamente igual sea la mezcla en peso o en volumen absoluto, pero cuando se trata de agregados de pesos específicos muy diferentes, hay que hacer las conversiones a volumen absoluto para que se represente realmente la distribución volumétrica que es la que interesa para la elaboración de concreto.

La serie de tamices estándar ASTM para concreto tiene la particularidad de que empieza por el tamiz de abertura cuadrada 3" y el siguiente tiene una abertura igual a la mitad de la anterior. A partir de la malla 3/8" se mantiene la misma secuencia, pero el nombre de las mallas se establece en función del número de aberturas por pulgada cuadrada. En la **Tabla 5.3** se consignan los tamices estándar ASTM (**Ref.5.17**).

Otro concepto importante es el del Tamaño máximo, que en términos generales significa el menor tamiz por el que pasa todo el agregado tamizado. Se define operativamente como Tamaño máximo nominal el correspondiente al menor tamiz que produce el primer retenido.

Tabla 5.3.- Tamices standard ASTM.

DENOMINACION DEL TAMIZ	ABERTURA EN PULGADAS	ABERTURA EN MILIMETROS
3"	3.0000	75.0000
1 1/2"	1.5000	37.5000
3/4"	0.7500	19.0000
3/8"	0.3750	9.5000
No 4	0.1870	4.7500
No 8	0.0937	2.3600
No 16	0.0469	1.1800
No 30	0.0234	0.5900
No 50	0.0117	0.2950
No 100	0.0059	0.1475
No 200	0.0029	0.0737

En las **Fig.5.5 y 5.6** se pueden observar gráficos de granulometrías de arena y piedra sistematizados en una computadora personal con un programa de hoja de cálculo, lo que hace muy simple el procesamiento, evaluación y registro de esta información en obra.

El significado práctico del análisis granulométrico de los agregados estriba en que la granulometría influye directamente en muchas propiedades del concreto fresco así como en algunas del concreto endurecido, por lo que interviene como elemento indispensable en todos los métodos de diseño de mezclas.

5.8 EL MODULO DE FINEZA.

En la búsqueda de caracterizaciones numéricas que representaran la distribución volumétrica de las partículas de agregados, se definió hace muchos años el Módulo de Fineza.

Es un concepto sumamente importante establecido por Duff Abrams en el año 1925 y se define como la suma de los porcentajes retenidos acumulativos de la serie Standard hasta el Tamiz No 100 y esta cantidad se divide entre 100. El sustento matemático del Módulo de Fineza reside en que es proporcional al promedio logarítmico del tamaño de partículas de una cierta distribución granulométrica.

Debe tenerse muy en claro que es un criterio que se aplica tanto a la piedra como a la arena, pues es general y sirve para caracterizar cada agregado independientemente o la mezcla de agregados en conjunto.

La base experimental que apoya al concepto de Módulo de fineza es que granulometrías que tengan igual M.F. independientemente de la gradación individual, requieren la misma cantidad de agua para producir mezclas de concreto de similar plasticidad y resistencia. (**Ref.5.3**) lo que lo convierte en un parámetro ideal para el diseño y control de mezclas.

5.9 LA SUPERFICIE ESPECIFICA.

Es otra caracterización numérica de la granulometría de agregados, que si bien no es tan práctica en su aplicación, es importante desde el punto de vista que permite comprender conceptualmente varias relaciones y propiedades entre los agregados y la pasta de cemento.

FIG. 5.5 CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS DE ARENA PARA CONCRETO

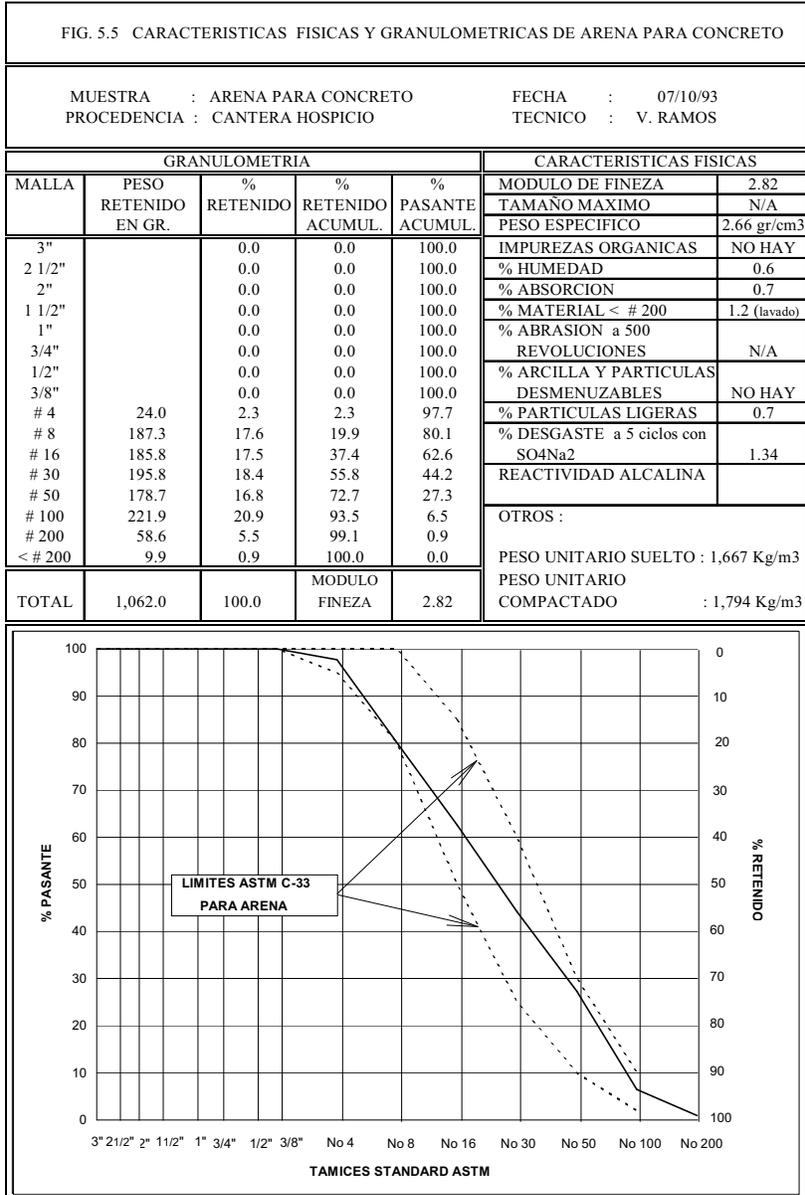
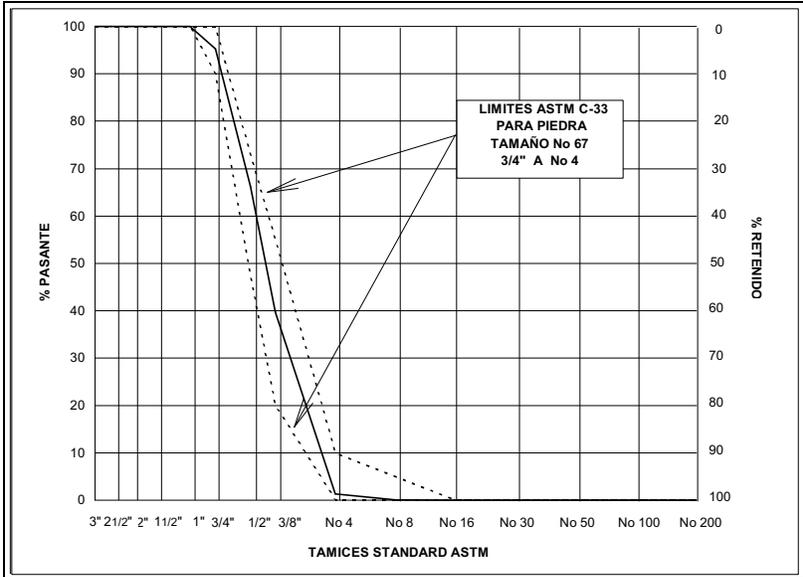


FIG. 5.6 CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS DE PIEDRA PARA CONCRETO

MUESTRA : PIEDRA 3/4"					FECHA : 01/09/93	
PROCEDENCIA : CANTERA HOSPICIO					TECNICO : V. RAMOS	
GRANULOMETRIA					CARACTERISTICAS FISICAS	
MALLA	PESO RETENIDO EN GR.	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.	MODULO DE FINEZA	6.64
3"		0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MAXIMO	3/4"
2 1/2"		0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO	2.65 gr/cm ³
2"		0.0	0.0	100.0	IMPUREZAS ORGANICAS	NO HAY
1 1/2"		0.0	0.0	100.0	% HUMEDAD	0.4
1"		0.0	0.0	100.0	% ABSORCION	1.0
3/4"	534.0	4.7	4.7	95.3	% MATERIAL < # 200	0.3 (lavado)
1/2"	3,325.0	29.1	33.8	66.2	% ABRASION a 500 REVOLUCIONES	23.5
3/8"	3,032.0	26.6	60.3	39.7	% ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES	NO HAY
# 4	4,374.0	38.3	98.7	1.3	% PARTICULAS LIGERAS	NO HAY
# 8	148.5	1.3	100.0	0.0	% DESGASTE a 5 ciclos con SO ₄ Na ₂	1.90
# 16	5.0	0.0	100.0	0.0	REACTIVIDAD ALCALINA	
# 30	0.0	0.0	100.0	0.0	OTROS :	
# 50	0.0	0.0	100.0	0.0	PESO UNITARIO SUELTO :	1,491 Kg/m ³
# 100	0.0	0.0	100.0	0.0	PESO UNITARIO COMPACTADO :	1,589 Kg/m ³
# 200	0.0	0.0	100.0	0.0		
< # 200	0.0	0.0	100.0	0.0		
TOTAL	11,418.5	100.0	MODULO FINEZA	6.64		



Se define como el área superficial total de las partículas de agregados, referida al peso o al volumen absoluto.

Se asume generalmente para fines de cálculo y simplificación que todas las partículas son de forma esférica, lo cual ya introduce error, además que no tiene el sustento experimental del módulo de fineza, por lo que no se usa mucho salvo a nivel de investigación.

En la **Fig. 5.7** se puede observar un ejemplo clásico que permite visualizar el concepto de la superficie específica y el incremento de la misma así como del área superficial, al fraccionarse las partículas o al ser planas y alargadas.

Conceptualmente, al ser más finas las partículas se incrementa la superficie específica y el agregado necesita más pasta para recubrir el área superficial total sucediendo al contrario si es más grueso.

En la **Tabla 5.4(Ref.5.3)** a manera de ilustración se ha calculado el Módulo de Fineza y la Superficie específica para varios tipos de distribuciones granulométricas que siguen un patrón matemático.

5.10 MEZCLA DE AGREGADOS.

A la luz de los conceptos detallados sobre granulometría y la forma de caracterizarla numéricamente para optimizar las gradaciones, se deduce que la manera de introducir modificaciones granulométricas en los agregados es mezclándolos.

Existen muchos métodos matemáticos y gráficos para mezclar agregados, que en algunos casos permiten determinar la distribución granulométrica en peso y otros en volumen absoluto (que es la más adecuada), pero en este acápite desarrollaremos únicamente las expresiones matemáticas que permiten calcular la gradación resultante tanto en peso como en volumen absoluto dependiendo del uso que le demos.

Hay que partir de que en el laboratorio al hacer la prueba de tamizado, contamos con pesos retenidos en cada malla, que se convierten en porcentajes retenidos en cada malla referidos al peso total y que luego estos porcentajes se van acumulando para poder dibujar la curva granulométrica en escala semilogarítmica. Adicionalmente contamos con los pesos específicos de cada uno de los agregados que se desea mezclar.

FIG. 5.7 SUPERFICIE ESPECIFICA EN FUNCION DEL FRACCIONAMIENTO Y FORMA DE LAS PARTICULAS

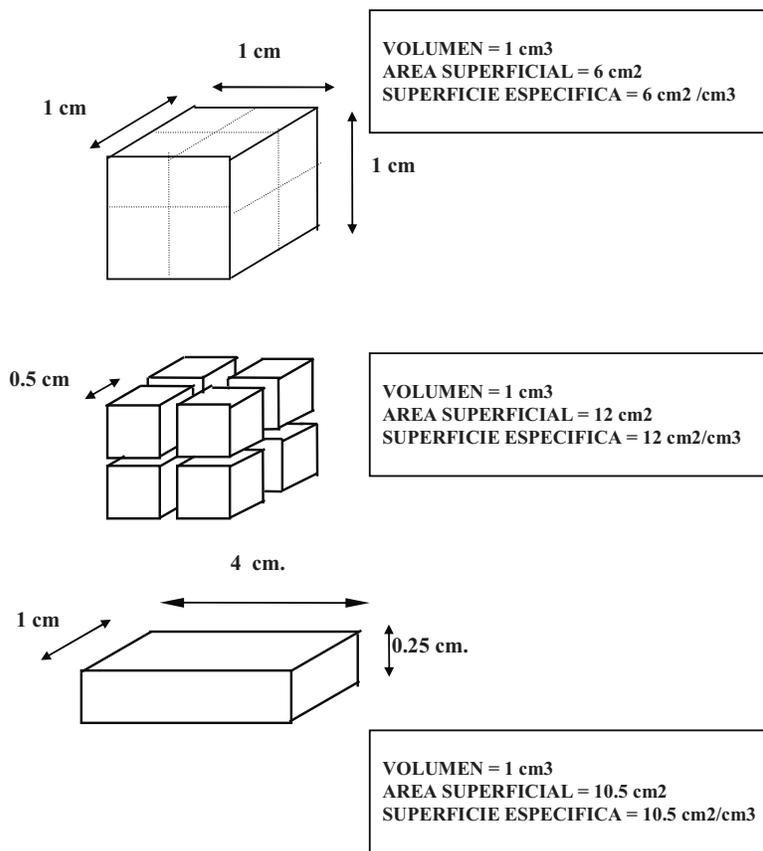


Tabla 5.4.- Fórmulas para el cálculo del módulo de fineza y la superficie específica para varios tipos de granulometrias.

TIPO DE GRANULOMETRIA	ECUACION DE LA CURVA GRANULOMETRICA EN % PASANTE $f(d)$	MODULO DE FINEZA
Un Tamaño	-----	$3.32 \log(10d_{min}) + 0.43$
Lineal	$100 \frac{d - d_{min}}{D - d_{min}}$	$3.32 \left[\log(10D) + \frac{d_{min}}{D - d_{min}} \log\left(\frac{D}{d_{min}}\right) - 0.43 \right]$
Logarítmica	$100 \frac{\log(d / d_{min})}{\log(D / d_{min})}$	$1.66 \log(100Dd_{min})$
Parabólica	$100 \frac{\sqrt{d} - \sqrt{d_{min}}}{\sqrt{D} - \sqrt{d_{min}}}$	$3.32 \left[\log(10D) + \frac{\sqrt{d_{min}}}{\sqrt{D} - \sqrt{d_{min}}} \log\left(\frac{D}{d_{min}}\right) - 0.87 \right]$
SUPERFICIE ESPECIFICA		
Un Tamaño	-----	$6,000 / d_{min}$
Lineal	$100 \frac{d - d_{min}}{D - d_{min}}$	$13,820 \frac{\log(D / d_{min})}{D - d_{min}}$
Logarítmica	$100 \frac{\log(d / d_{min})}{\log(D / d_{min})}$	$2,600 \frac{(1 / d_{min}) - (1 / D)}{\log(D / d_{min})}$
Parabólica	$100 \frac{\sqrt{d} - \sqrt{d_{min}}}{\sqrt{D} - \sqrt{d_{min}}}$	$6,000 / \sqrt{Dd_{min}}$

Observaciones :

d = Abertura de malla

d_{min} = Tamaño mínimo de partículas

D = Tamaño Máximo de partículas

Si $d_{min} < 0.1$ mm. se debe usar $d_{min} = 0.1$ mm.

En estas condiciones tenemos que la mezcla de agregados en peso en base a los porcentajes retenidos acumulativos en cada malla se deduce de la siguiente manera :

Sea :

P_n = Peso retenido acumulativo del agregado P en la malla n.

A_n = Peso retenido acumulativo del agregado A en la malla n.

P_t = Peso total del agregado P a mezclarse.

A_t = Peso total del agregado A a mezclarse.

$$K = \text{Proporción de mezcla en peso} = P_t / A_t \text{ -----(1)}$$

El porcentaje retenido acumulativo de la mezcla de P y A para la malla n viene dado por:

$$\% \text{ Mezcla en peso } (P+A)_n = \frac{P_n + A_n}{P_t + A_t} \times 100 \text{ -----(2)}$$

pero de (1) se deduce que $P_t = K \times A_t$ y reemplazando en (2) se tiene :

$$\% \text{ Mezcla } (P+A)_n \text{ en peso} = \frac{P_n + A_n}{A_t(K+1)} \times 100 = \frac{P_n}{A_t(K+1)} \times 100 + \frac{A_n}{A_t(K+1)} \times 100$$

$$\% \text{ Mezcla } (P+A)_n \text{ en peso} = \frac{KP_n}{A_t(K+1)} \times 100 + \frac{A_n}{A_t(K+1)} \times 100 \text{ -----(3)}$$

Pero por otro lado :

$$\frac{P_n}{P_t} \times 100 = \% P_n = \% \text{ Retenido acumulativo del agregado P en la malla n} \text{ -----(4)}$$

$$\frac{A_n}{A_t} \times 100 = \% A_n = \% \text{ Retenido acumulativo del agregado A en la malla n} \quad \text{-----}(5)$$

Se concluye reemplazando (4) y (5) en (3) que el porcentaje retenido acumulativo de la mezcla de los agregados P y A en peso para la malla n, en la proporción K viene dada por :

$\% \text{ Mezcla en peso (P+A)}_n = \frac{K\%P_n + \%A_n}{K+1}$	-----(6)
--	----------

Esta expresión se puede usar sin problemas para calcular mezclas de agregados de peso específico similar ya que como hemos explicado, no se introduce mucho error en comparación con hacerlo en volumen absoluto, pero cuando varían mucho se deben utilizar las siguientes expresiones :

Sea :

P_n = Peso retenido acumulativo del agregado P en la malla n.

A_n = Peso retenido acumulativo del agregado A en la malla n.

$\%P_n$ = % retenido acumulativo del agregado P en la malla n en peso.

$\%A_n$ = % retenido acumulativo del agregado A en la malla n en peso.

VP_n = Volumen absoluto acumulativo del agregado P en la malla n.

VA_n = Volumen absoluto acumulativo del agregado A en la malla n.

$\%VP_n$ = % retenido acum. del agregado P en la malla n en volumen absoluto.

$\%VA_n$ = % retenido acum. del agregado A en la malla n en volumen absoluto.

P_t = Peso acumulativo total del agregado P

A_t = Peso acumulativo total del agregado A

G_p = Gravedad específica del agregado P.

G_A = Gravedad específica del agregado A.

Tenemos que:

$$VP_n = P_n / G_p \text{ -----(7)} \quad \text{y} \quad VA_n = A_n / G_A \text{ -----(8)}$$

$K = P_t / A_t =$ Proporción de mezcla en peso

$$Z = \frac{P_t / G_p}{A_t / G_A} = K \frac{G_A}{G_p}$$

$$Z = K \frac{G_A}{G_p} = \text{Proporción de mezcla en volumen absoluto} \text{ -----(9)}$$

Con estas consideraciones, tendremos que el % Retenido acumulativo de la mezcla de P y A para la malla n en volumen absoluto será :

$$\begin{aligned} \text{\% Mezcla (P+A)}_n &= \frac{P_n / G_p + A_n / G_A}{P_t / G_p + A_t / G_A} \times 100 \text{ -----(10)} \\ \text{en volumen absoluto} & \end{aligned}$$

Reemplazando (9) en (10) y simplificando se obtiene :

$$\boxed{\begin{aligned} \text{\% Mezcla (P+A)}_n \\ \text{en volumen absoluto} \end{aligned}} = \frac{Z\%P_n + \%A_n}{Z+1} \text{ -----(11)}$$

Si los pesos específicos son iguales o muy similares, se tiene que $Z = K$ y la fórmula (11) adquiere la misma expresión que la (6), verificándose pues

matemáticamente que en estos casos mezclar en peso o en volumen absoluto producen la misma distribución granulométrica.

Cuando se mezclan 3 agregados hay que aplicar las fórmulas de 2 en 2 y el peso específico promedio a emplearse luego de mezclar los dos primeros viene dado por :

$$G_{\text{Promedio}} = G_{PA} = \frac{G_P G_A}{\%PG_P + \%AG_A} \text{-----} (12)$$

Donde:

% P = % en Peso en que interviene el agregado P en la mezcla.

% A = % en Peso en que interviene el agregado A en la mezcla.

En base a estas expresiones y al concepto de Módulo de Fineza, podemos deducir las siguientes expresiones :

$$MF_P = \text{Módulo de fineza del agregado P} = 0.01 \sum_{3''}^{\#100} P_n \text{-----} (13)$$

$$MF_A = \text{Módulo de fineza del agregado A} = 0.01 \sum_{3''}^{\#100} A_n \text{-----} (14)$$

El módulo de fineza de la mezcla de P y A en Volumen absoluto será :

$$MF_{(P+A)} = 0.01 \sum_{3''}^{\#100} \frac{Z \% P_n + \% A_n}{Z + 1} = \frac{Z MF_P + MF_A}{Z + 1} \text{-----} (15)$$

$$\text{Pero } Z = \frac{\% P_V}{\% A_V} = \frac{\% \text{ En Vol. Abs. en que interviene P}}{\% \text{ En Vol. Abs. en que interviene A}} \text{-----} (16)$$

Reemplazando y despejando se tiene:

$$\frac{Z}{Z+1} = \% P_V \text{-----(17) y } \frac{1}{Z+1} = \% A_V \text{-----(18)}$$

Reemplazando (17) y (18) en (15) tenemos finalmente :

$$\boxed{\mathbf{MF_{(P+A)} \text{ en Volumen Absoluto} = \%P_V \times MF_P + \% A_V \times MF_A}} \text{-----(19)}$$

La expresión se ha deducido para una mezcla en volumen absoluto, pero obviamente se deduce similarmente para una mezcla en peso donde se tiene :

$$\boxed{\mathbf{MF_{(P+A)} \text{ en Peso} = \%P \times MF_P + \% A \times MF_A}} \text{-----(20)}$$

Donde :

% P = % en peso en que interviene P en la mezcla.

% A = % en peso en que interviene A en la mezcla.

Quizás estas deducciones han sido algo tediosas para el lector, pero sirven para comprender el significado práctico de las expresiones finales que son las que se aplican en un caso real en obra, como se puede apreciar en la **Tabla 5.5** en que se calculan proporciones de mezcla en peso y en volumen absoluto para dos agregados con Pesos específicos diferentes, y en la **Fig. 5.8** se grafican para observar la diferencia en ambos casos.

5.11 EVALUACION DE LA CALIDAD Y LA GRADACION DE AGREGADOS.

Hemos visto las diferentes características de los agregados, analizando los aspectos positivos y negativos, pero para calificarlos en términos prácticos, existen varios criterios estandarizados, que sirven de base para esta labor.

**Tabla 5.5.- Cálculos de mezcla de agregados
en peso y en volumen absoluto.**

Tamiz	Arena Normal G=2.74			Piedra magnetita G=4.03			Mezcla	
	Peso en gr.	% Ret. Indiv.	% Ret. Acum.	Peso en gr.	% Ret. Indiv.	% Ret. Acum.	45% Piedra 55% Arena en peso K=0.818	45% Piedra 55% Arena en volumen Z=0.556
11/2"	0.0	0.0	0.0	360	1.1	1.1	0.5	0.4
1"	0.0	0.0	0.0	2,420	7.5	8.6	3.9	3.1
3/4"	0.0	0.0	0.0	7,810	24.1	32.7	14.7	11.7
3/8"	3.3	0.6	0.6	18,200	56.3	89.0	40.4	32.2
# 4	9.8	1.7	2.2	3,560	11.0	100.0	46.2	37.2
# 8	29.5	5.0	7.2	0.0	0.0	100.0	49.0	40.4
# 16	108.1	18.3	25.6	0.0	0.0	100.0	59.1	52.2
# 30	199.8	33.9	59.4	0.0	0.0	100.0	77.7	73.9
# 50	147.4	25.0	84.4	0.0	0.0	100.0	91.4	90.0
# 100	91.7	15.6	100.0	0.0	0.0	100.0	100.0	100.0
Total	589.5	100	M. F. 2.79	32,350	100	M. F. 7.31	M. F. 4.83	M. F. 4.41

La norma ASTM C-33 (**Ref.5.18**) establece una serie de requisitos para el agregado grueso y fino con objeto de considerarlos aptos para su empleo en concreto y que se consignan en las **Tablas 5.6 y 5.7**.

En el caso de las granulometrías, se definen los llamados husos granulométricos que representan los rangos dentro de los cuales debe encuadrarse determinada gradación para obtener la distribución de partículas más adecuada para concreto y que en teoría producen las mezclas más densas y mejor graduadas.

Esto es cierto sólo hasta cierto punto, ya que si bien al evaluarse individualmente la piedra y la arena con estos husos, se obtienen los denominados agregados bien graduados, la proporción en que se mezclen es en definitiva la que condiciona el resultado en la mezcla.

Lo importante pues en cuanto a la granulometría es la gradación total por lo que puede darse el caso de agregados que no entren en los husos y que sin embargo mezclándolos adecuadamente, suministren una distribución de partículas eficiente. La misma norma C-33 admite esto ya que indica que se podrán emplear agregados que no cumplan los requerimientos, si se demuestra que con ellos se obtienen concretos que satisfacen las especificaciones técnicas del proyecto que se trate.

Para evaluar las granulometrías totales se hace uso de las curvas teóricas de que hablamos anteriormente y de husos totales, probando proporciones de mezcla de agregados que se acerquen lo más posible a ellas.

En el Capítulo 8 referente a Diseños de Mezcla, se abordan en detalle estos criterios.

En cuanto a los límites que establece ASTM C-33 para las llamadas sustancias perjudiciales, conviene comentarlos para tener clara su trascendencia.

a) Material mas fino que la Malla # 200 .

Tiene trascendencia en la adherencia entre el agregado y la pasta, afectando la resistencia. Por otro lado, las mezclas requieren una mayor cantidad de agua, por lo que se acostumbra limitarlos entre el 3% al 5%, aunque valores superiores hasta del orden del 7% no necesariamente causarán un efecto pernicioso notable que no pueda contrarrestarse mejorando el diseño de mezclas, bajando la relación Agua/Cemento y/o optimizando granulometría.

Tabla 5.6 .- Requisitos granulométricos ASTM C-33 para Agregado grueso en % pasante acumulativo en peso para cada malla standard (abertura cuadrada)

Malla	Número de identificación de granulometría ASTM C-33					
	1	2	3	357	4	457
	3 1/2" a 1 1/2"	2 1/2" a 1 1/2"	2" a 1"	2" a # 4	1 1/2" a 3/4"	1 1/2" a #4
4"	100					
3 1/2"	90 a 100					
3"	-----	100				
2 1/2"	25 a 60	90 a 100	100	100		
2"	-----	35 a 70	90 a 100	95 a 100	100	100
1 1/2"	0 a 15	0 a 15	35 a 70	-----	90 a 100	95 a 100
1"	-----	-----	0 a 15	35 a 70	20 a 55	-----
3/4"	0 a 5	0 a 5	-----	-----	0 a 15	35 a 70
1/2"			0 a 5	10 a 30	-----	-----
3/8"				-----	0 a 5	10 a 30
# 4				0 a 5		0 a 5

Malla	Número de identificación de granulometría ASTM C-33						
	5	56	57	6	67	7	8
	1" a 1/2"	1" a 3/8"	1" a #4	3/4" a 3/8"	3/4" a #4	1/2" a #4	3/8" a #8
1 1/2"	100	100	100				
1"	90 a 100	90 a 100	95 a 100	100	100		
3/4"	20 a 55	40 a 85	-----	90 a 100	90 a 100	100	
1/2"	0 a 10	10 a 40	25 a 60	20 a 55	-----	90 a 100	100
3/8"	0 a 5	0 a 15	-----	0 a 15	20 a 55	40 a 70	85 a 100
# 4		0 a 5	0 a 10	0 a 5	0 a 10	0 a 15	10 a 30
# 8			0 a 5		0 a 5	0 a 5	0 a 10
# 16							0 a 5

Tabla 5.7 Requisitos Granulométricos para agregado fino y límites para sustancias perjudiciales en agregado fino y grueso según ASTM C-33

Requisitos Granulométricos		Límites para sustancias perjudiciales		
Tamiz Standard	Límites Totales % acumulativo pasante	Descripción	Agregado Fino (%)	Agregado Grueso (%)
3/8"	100	1) Lentas de arcilla y partículas desmenuzables.	3.0	2.0 a 10.0 (c)
# 4	95 a 100	2) Material menor que la malla #200	3.0 a 5.0 (a)	1.0(g)
# 8	80 a 100	3) Carbón y lignito	0.5 a 1.0 (b)	0.5 a 1.0 (d)
# 16	50 a 85	4) Partículas ligeras (G< 2.4)	-----	3.0 a 8.0 (e)
# 30	25 a 60	5) Suma de 1), 3), y 4)	-----	3.0 a 10.0 (f)
# 50	10 a 30	6) Abrasión	-----	50.0
# 100	2 a 10	7) Desgaste con Sulfato de Na	10.0	12.0
		8) Desgaste con Sulfato de Mg	15.0	18.0

NOTAS:

- a) 3% para concretos sujetos a abrasión y 5% para los demás. Si se trata de arena proveniente de chancado y el material <#200 no es arcilla, los límites pueden subirse a 5% y 7%.
- b) 0.5% cuando la apariencia del concreto es importante y 1% para el resto.
- c) 2% y 3% para concreto arquitectónico en clima severo y moderado, 3% para losas y pavimentos expuestos a humedecimiento, 5% en estructuras interiores y 10% en zapatas y columnas interiores.
- d) 0.5 % en concreto al exterior, 1% en el resto.
- e) 3% en concreto arquitectónico, 5% en concreto a la intemperie, 8 % en el resto.
- f) 3% y 5% para concreto estructural en clima severo y moderado, 7% en concreto a la intemperie, 10% en el resto.
- g) Este límite puede incrementarse a 1.5% si el material <#200 no es arcilla o si el agregado fino tiene un %<#200 inferior al límite permisible, en cuyo caso el límite se calculará usando la fórmula $L=1+[(P)/(100-P)](T-A)$, donde L es el nuevo límite, P es el % de arena con respecto al total de agregados, T es el límite de la Tabla para la arena y A es el %<#200 en la arena.



b) Impurezas Orgánicas.

Influyen primordialmente en modificar los tiempos de endurecimiento y desarrollo de resistencia, pudiendo provocar además manchas o afectar la durabilidad si se encuentran en grandes cantidades, lo cual no es usual.

c) Partículas Ligeras , Partículas blandas, Lentes de Arcilla.

Si están presentes en cantidades apreciables, provocan la localización de zonas débiles ,y pueden interferir con la durabilidad.

5.12 EXPLORACION Y EXPLOTACION DE CANTERAS.

Independientemente de todas las consideraciones evaluadas hasta ahora, un problema de orden práctico lo constituye la búsqueda, calificación y explotación de canteras para una obra en particular.

Algunos factores colaterales que condicionan estas labores los constituyen básicamente la potencia de explotación, el rendimiento y las distancias de transporte al sitio de procesamiento o al de uso.

Algunas recomendaciones para la exploración, calificación y explotación son las siguientes :

- 1) Buscar inicialmente las canteras en los lechos de los ríos donde normalmente se halla agregado de buena calidad y/o en zonas que estén dentro del centro de gravedad del suministro del concreto, y de acceso no muy complicado, pensando en colocar la planta de procesamiento y la de dosificación en el mismo sector para economizar transporte.
- 2) Ubicado el sector en que por apreciación visual se estima que puede ser una cantera probable, se deben ejecutar calicatas o agujeros de exploración de al menos 1.5 m de diámetro por 2 a 3 m. de profundidad para examinar el perfil estratigráfico y la distribución natural de partículas.
- 3) Es recomendable ejecutar al menos una calicata por cada 2,500 m² para tener una idea de la variabilidad del material.

- 4) Efectuar determinaciones inmediatas del porcentaje de material mayor de 6"(depende del equipo de chancado, pero este orden de magnitud es el usual), así como el pasante por la malla # 4 y el pasante por la malla # 200 pues de esa manera podemos estimar el oversize o sobre tamaño que no se va a poder procesar , la proporción de piedra y arena a obtenerse luego del procesamiento(chancado ó zarandeo) y la necesidad de lavarlo, con lo que se puede tomar una decisión de tipo económico si es rentable la explotación.
- 5) Si las evaluaciones anteriores son favorables hay que llevar a cabo la determinación de las características físicas y químicas para tomar la decisión final en base a los resultados.
- 6) Se debe elaborar un croquis de ubicación de la cantera así como de las calicatas con las profundidades evaluadas y una estimación de el potencial de explotación en m³ utilizables.
- 7) Antes de la explotación es conveniente el evaluar la necesidad de eliminar una capa superficial del orden de 0.30 a 0.50 ya que por lo general contiene material contaminado con finos.
- 8) Durante la explotación hay que hacer controles periódicos rutinarios de la variabilidad de la cantera, así como de la uniformidad del material procesado. Es recomendable hacer esto al menos por cada 1,000 m³ de material procesado.
- 9) El procesamiento debe planificarse de manera de obtener arena y al menos dos tamaños de piedra para poder tener versatilidad en las mezclas granulométricas y disponer de diseños alternativos con varios Tamaños Máximos de Agregados.
- 10) Un aspecto muy importante es el del manipuleo del agregado luego del procesamiento, en que se acostumbra hacer grandes pilas de material lo que trae consigo mucha segregación, ya que las partículas gruesas ruedan hacia abajo y esto se refleja en mucha variabilidad en la granulometría y el tener que realizar continuos ajustes de proporciones para mantener constante el módulo de fineza total.

- 11) Otra práctica muy negativa la constituye el acarreo y acomodo del material procesado movilizándolo el equipo pesado como volquetes, cargadores frontales y tractores sobre las pilas, lo que produce segregación e incremento de los finos con resultados similares a los mencionados en el acápite anterior.
- 12) Finalmente aunque pueda parecer evidente, es necesario orientar la ubicación de la planta de procesamiento, la zona de almacenaje y la planta dosificadora (en el caso de ponerse cerca de la de chancado) de manera que el viento predominante no contamine las rumas de material almacenado y entorpezca las labores en la dosificadora con el polvillo resultante del chancado o zarandeo.

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 5.1) Kosmatka S., Panarese W.- "Design and Control of Concrete Mixtures ". Portland Cement Association - 1988.
- 5.2) ASTM Standard C-294.- "Standard Descriptive Nomenclature for Constituents of Natural Mineral Aggregates"-1986.
- 5.3) Popovics Sandor.- "Concrete : Making Materials".- Edit. Mc Graw Hill - 1979.
- 5.4) ASTM Standard C-127.- "Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregates"-1984.
- 5.5) ASTM Standard C-128.- "Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate"-1984.
- 5.6) ASTM Standard C-29.- "Standard Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregate"-1987.
- 5.7) ASTM Standard C-566.- "Standard Test Method for Total Moisture Content of Aggregate by Drying"-1984.
- 5.8) ASTM Standard C-131.- "Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine"-1981.
- 5.9) ASTM Standard C-535.- "Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine"-1987.
- 5.10) ASTM Standard C-289.- "Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates (Chemical Method)"-1987.
- 5.11) ASTM Standard C-289.- "Standard Test Method for Potential Reactivity of Cement - Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method)"- 1987.

- 5.12) ASTM Standard C-295.- "Standard Practice for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete."-1985.
- 5.13) Stark David, Morgan Bruce, Okamoto Paul.- "Eliminating or Minimizing Alkali-Silica Reactivity".- Strategic Highway Research Program; National Research Council, Washington, DC - 1993.
- 5.14) Stark David.- "Handbook for the identification of Alkali-Silica Reactivity In Highway Structures".- Strategic Highway Research Program; National Research Council, Washington, DC - 1991.
- 5.15) ASTM Standard C-586.- "Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method)."-1986.
- 5.16) ASTM Standard C-856.- "Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete."-1983.
- 5.17) ASTM Standard E-116.- "Standard Specification for Wire-Cloth Sieves for Testing Purposes."-1987.
- 5.18) ASTM Standard C-33.- "Standard Specification for Concrete Aggregates."1986.

-----OO-----

CAPITULO 6

ADITIVOS PARA CONCRETO.

6.0 INTRODUCCION.

Son materiales orgánicos o inorgánicos que se añaden a la mezcla durante o luego de formada la pasta de cemento y que modifican en forma dirigida algunas características del proceso de hidratación, el endurecimiento e incluso la estructura interna del concreto.

El comportamiento de los diversos tipos de cemento Portland está definido dentro de un esquema relativamente rígido, ya que pese a sus diferentes propiedades, no pueden satisfacer todos los requerimientos de los procesos constructivos. Existen consecuentemente varios casos, en que la única alternativa de solución técnica y eficiente es el uso de aditivos.

Al margen de esto, cada vez se va consolidando a nivel internacional el criterio de considerar a los aditivos como un componente normal dentro de la Tecnología del Concreto moderna ya que contribuyen a minimizar los riesgos que ocasiona el no poder controlar ciertas características inherentes a la mezcla de concreto original, como son los tiempos de fraguado, la estructura de vacíos, el calor de hidratación, etc.

Cualquier labor técnica se realiza mas eficientemente si todos los riesgos están calculados y controlados, siendo los aditivos la alternativa que siempre permite optimizar las mezclas de concreto y los procesos constructivos.

En nuestro país, no es frecuente el empleo de aditivos por la creencia generalizada de que su alto costo no justifica su utilización en el concreto de manera rutinaria; pero si se hace un estudio detallado del incremento en el costo del m³. de concreto (incremento que normalmente oscila entre el 0.5 al 5% dependiendo del producto en particular), y de la economía en mano de obra, horas de operación y mantenimiento del equipo, reducción de plazos de ejecución de las labores, mayor vida útil de las estructuras etc., se concluye en que el costo extra es sólo aparente en la mayoría de los casos, en contraposición a la gran cantidad de beneficios que se obtienen. Aunado a esto, hay mucho desconocimiento sobre el uso y potencialidades de los aditivos, ya que al no ser productos de gran disponibilidad y

consumo en el mercado local, son relativamente pocos los profesionales que tienen la oportunidad de emplearlos e investigar sus posibilidades con los materiales y condiciones locales.

Este círculo vicioso de no usar aditivos por su alto costo, los precios elevados de estos por ser el mercado pequeño y la poca investigación en cuanto a sus posibilidades en nuestro medio, trae como consecuencia el que en términos de desarrollo tecnológico en el Perú, la experiencia en su empleo es limitada sólo a algunos proyectos de cierta importancia, no existiendo una tecnología local organizada que comparta, aproveche y difunda los avances internacionales en este campo.

En las zonas de la Sierra del Perú donde se producen ciclos de hielo y deshielo, así como alternancias de temperatura que inducen fases de clima cálido y frío en un tiempo corto, es necesario el empleo de aditivos incorporadores de aire y acelerantes de fraguado para conjurar estos efectos, adicionalmente a las consecuencias no investigadas aún de las implicancias de la altura en el comportamiento del concreto. En los más de cinco mil Kilómetros de Costa con ciudades y pueblos aledaños donde se emplea concreto armado en la construcción, es imperativo el uso de reductores de agua que hagan el concreto mas impermeable y durable contra la corrosión de las armaduras. En la Selva lejana y aún desconocida en muchos aspectos, el empleo de agregados marginales es un reto para el desarrollo de soluciones técnicas regionales, donde la gran cantidad de resinas vegetales disponibles, ofrece un campo ideal para el desarrollo de aditivos que pudieran colaborar en resolver dichos problemas.

Gran parte del trabajo de investigación en aditivos tiene que ver con los aspectos químicos del cemento y sus reacciones con estos productos, y la aplicación final en el concreto involucra muchos fenómenos físicos, siendo la fase práctica de injerencia de los ingenieros civiles, luego, lo obvio es que no se puede pensar en desarrollo en investigación en este campo si no hay trabajo interdisciplinario.

Pensamos que debe haber un cambio de mentalidad en las universidades para que aprovechando su gran potencial en recursos humanos y tecnológicos, propicien tesis interdisciplinarias en general, y de forma particular en un rubro con tanto potencial como el de los aditivos para concreto, que acarrearía beneficios importantes para el país.

En este capítulo daremos una visión general a los aditivos para concreto, con recomendaciones prácticas comprobadas por el autor en obra.

6.1 CLASIFICACION DE LOS ADITIVOS PARA CONCRETO.

Para el desarrollo de los diferentes tipos de aditivos, los clasificaremos desde el punto de vista de las propiedades del concreto que modifican, ya que ese es el aspecto básico al cual se apunta en obra cuando se desea buscar una alternativa de solución que no puede lograrse con el concreto normal. **(Ref.6.1)**

6.2 ADITIVOS ACELERANTES.

Sustancias que reducen el tiempo normal de endurecimiento de la pasta de cemento y/o aceleran el tiempo normal de desarrollo de la resistencia. Proveen una serie de ventajas como son:

- a) Desencofrado en menor tiempo del usual.
- b) Reducción del tiempo de espera necesario para dar acabado superficial.
- c) Reducción del tiempo de curado.
- d) Adelanto en la puesta en servicio de las estructuras.
- e) Posibilidad de combatir rápidamente las fugas de agua en estructuras hidráulicas.
- f) Reducción de presiones sobre los encofrados posibilitando mayores alturas de vaciado.
- g) Contrarrestar el efecto de las bajas temperaturas en clima frío desarrollando con mayor velocidad el calor de hidratación, incrementando la temperatura del concreto y consecuentemente la resistencia.

En general los acelerantes reducen los tiempos de fraguado inicial y final del concreto medidos con métodos estándar como las agujas proctor definidas en ASTM-C-403 **(Ref.6.2)** que permiten cuantificar el endurecimiento en función de la resistencia a la penetración.

Se emplean agujas metálicas de diferentes diámetros con un dispositivo de aplicación de carga que permite medir la presión aplicada sobre mortero obtenido de tamizar el concreto por la malla No 4. Se considera convencionalmente que se ha producido el fraguado inicial cuando se necesita aplicar una presión de 500 lb/pulg² (3.5 Mpa.) para introducir la aguja una pulgada, y el fraguado final cuando se necesita aplicar una presión de 4,000 lb/pulg² (28 Mpa.) para producir la misma penetración. Este método se emplea con los acelerantes denominados convencionales cuya rapidez de acción permite mezclar y producir el concreto de manera normal, pero en los no convencionales que se emplean para casos especiales como el del concreto lanzado (shotcrete) se utilizan otros métodos como el de las agujas Gillmore (*Ref. 6.3*) dado que el endurecimiento es mucho más rápido.

Una particularidad que se debe tener muy presente en los acelerantes es que si bien provocan un incremento en la resistencia inicial en comparación con un concreto normal, por lo general producen resistencias menores a 28 días. Mientras más acelerante se emplea para lograr una mayor resistencia inicial, se sacrifica acentuadamente la resistencia a largo plazo.

Tienden a reducir la trabajabilidad si se emplean solos, pero usados conjuntamente con incorporadores de aire, la mejoran, ya que contribuyen a incrementar el contenido de aire incorporado y su acción lubricante.

Disminuyen la exudación, pero contribuyen a que aumente la contracción por secado y consecuentemente la fisuración si no se cura el concreto apropiadamente. Tienen una gran cantidad de álcalis por lo que aumenta el riesgo de reactividad alcalina con cierto tipo de agregados.

Los concretos con acelerantes provocan una menor resistencia a los sulfatos y son más sensibles a los cambios volumétricos por temperatura.

Los convencionales usualmente tienen en su composición cloruros, carbonatos, silicatos, fluorsilicatos e hidróxidos, así como algunos compuestos orgánicos como trietanolamina, siendo la proporción normal de uso del orden del 1% al 2% del peso del cemento.

Los no convencionales se componen de carbonato de sodio, aluminato de sodio, hidróxido de calcio o silicatos y su proporción de uso es variable. Sea que se suministren líquidos o en polvo, deben emplearse diluidos en el

agua de mezcla para asegurar su uniformidad y el efecto controlado. **(Ref. 6.4)**

El acelerante más usado mundialmente o que es ingrediente de muchos productos comerciales es el cloruro de calcio (Cl_2Ca).

Su mecanismo de acción se da reaccionando con el Aluminato Tricálcico y actuando además como catalizador del silicato tricálcico provocando la cristalización más rápida en la forma de cristales fibrosos.

Normalmente se suministra en escamas con una pureza del 77% o en forma de polvo o gránulos con al menos 94% de pureza. Al diluirse siempre debe depositarse en agua para entrar en solución y no al revés pues sino se forma una película dura muy difícil de disolver.

El riesgo de usar cloruro de calcio reside en que aumenta la posibilidad de corrosión en el acero de refuerzo por lo que su empleo debe efectuarse en forma muy controlada.

6.3 ADITIVOS INCORPORADORES DE AIRE.

El congelamiento del agua dentro del concreto con el consiguiente aumento de volumen, y el deshielo con la liberación de esfuerzos que ocasionan contracciones, provocan fisuración inmediata si el concreto todavía no tiene suficiente resistencia en tracción para soportar estas tensiones o agrietamiento paulatino en la medida que la repetición de estos ciclos va fatigando el material.

A fines de los años cuarenta se inventaron los aditivos incorporadores de aire, que originan una estructura adicional de vacíos dentro del concreto que permiten controlar y minimizar los efectos indicados.

El mecanismo por el cual se desarrollan estas presiones internas y su liberación con los incorporadores de aire se explica en detalle en el Capítulo 12 en la parte relativa a durabilidad ante el hielo y deshielo, así como las recomendaciones en cuanto a los porcentajes sugeridos en cada caso, por lo que aquí sólo trataremos sobre las características generales de este tipo de aditivos.

Existen dos tipos de aditivos incorporadores de aire **(Ref. 6.5)** :

- a) **Líquidos, o en polvo soluble en agua .**

Constituidos por sales obtenidas de resinas de madera, detergentes sintéticos, sales lignosulfonadas, sales de ácidos de petróleo, sales de materiales proteínicos, ácidos grasos y resinosos, sales orgánicas de hidrocarburos sulfonados, etc. Algunos son de los llamados aniónicos, que al reaccionar con el cemento inducen iones cargados negativamente que se repelen causando la dispersión y separación entre las partículas sólidas y un efecto lubricante muy importante al reducirse la fricción interna.

Existe un campo muy grande de materiales con los cuales se pueden obtener incorporadores de aire, sin embargo no todos pueden producir la estructura de vacíos adecuada para combatir el hielo y deshielo, lo que ha motivado una gran labor de investigación por parte de los fabricantes y científicos para hallar las combinaciones más eficientes contra el fenómeno.

Este tipo de incorporadores de aire son sensibles a la compactación por vibrado, al exceso de mezclado, y a la reacción con el cemento en particular que se emplee, por lo que su utilización debe hacerse de manera muy controlada y supervisada para asegurar los resultados pues de otro modo estaremos incorporando menos vacíos y de calidad diferente a la requerida.

Una de las ventajas de estos incorporadores, es que el aire introducido funciona además como un lubricante entre las partículas de cemento por lo que mejora la trabajabilidad de la mezcla, pero por otro lado traen consigo también una reducción en las características resistentes del concreto por los vacíos adicionales en su estructura.

Las proporciones en que se dosifican normalmente estos aditivos oscilan entre el 0.02 % y el 0.10 % del peso del cemento consiguiéndose incorporar aire en un porcentaje que varía usualmente entre el 3% y el 6% dependiendo del producto y condiciones particulares.

b) En partículas sólidas

Consistentes en materiales inorgánicos insolubles con una porosidad interna muy grande como algunos plásticos, ladrillo molido, arcilla expandida, arcilla pizarrosa, tierra diatomácea etc.

Estos materiales se muelen a tamaños muy pequeños y por lo general deben tener una porosidad del orden del 30% por volumen.

La ventaja de estos aditivos con respecto a los anteriores estriba en que son más estables ya que son inalterables al vibrado o al mezclado. No obstante, al ser su obtención y uso más complicados desde el punto de vista

logístico, de fabricación y de transporte, los grandes fabricantes a nivel mundial han desarrollado más los primeros.

Hemos realizado algunos estudios preliminares con sillar de la región de Arequipa, que como se sabe es un material de origen volcánico con porosidad del orden del 25% al 30 % , que indican que podría ser un incorporador de aire barato y eficiente, por lo que debería investigarse con mayor profundidad en este sentido.

En nuestro medio se emplean usualmente incorporadores de aire líquidos, ya sea importados o de fabricación nacional con insumos importados, estando el campo virgen para desarrollar incorporadores de aire con materiales locales de adquisición corriente, que puedan abaratar su uso, de modo de poder difundir su empleo normal en regiones donde por las condiciones climáticas son imprescindibles.

Un aspecto que hay que tener muy presente al usar estos aditivos es el que ningún fabricante puede garantizar a priori el contenido de aire que inducen, pues depende como hemos dicho de muchos factores, por lo que se requiere un chequeo permanente con equipos para medición de aire incorporado (*Ref.6.6*) y compatibilizar estas mediciones con las operaciones de mezclado y transporte, para asegurar que no hay pérdida de aire incorporado durante el proceso constructivo.

6.4 ADITIVOS REDUCTORES DE AGUA - PLASTIFICANTES.

Son compuestos orgánicos e inorgánicos que permiten emplear menor agua de la que se usaría en condiciones normales en el concreto, produciendo mejores características de trabajabilidad y también de resistencia al reducirse la Relación Agua/Cemento.

Trabajan en base al llamado efecto de superficie, en que crean una interfase entre el cemento y el agua en la pasta, reduciendo las fuerzas de atracción entre las partículas, con lo que se mejora el proceso de hidratación.

Muchos de ellos también desarrollan el efecto aniónico que mencionamos al hablar de los incorporadores de aire.

Usualmente reducen el contenido de agua por lo menos en un 5% a 10%.

Tienen una serie de ventajas como son :

- a) Economía, ya que se puede reducir la cantidad de cemento.

- b) Facilidad en los procesos constructivos, pues la mayor trabajabilidad de las mezclas permite menor dificultad en colocarlas y compactarlas, con ahorro de tiempo y mano de obra.
- c) Trabajo con asentamientos mayores sin modificar la relación Agua/Cemento.
- d) Mejora significativa de la impermeabilidad.
- e) Posibilidad de bombear mezclas a mayores distancias sin problemas de atoros, ya que actúan como lubricantes, reduciendo la segregación.

En general, la disminución del asentamiento en el tiempo es algo más rápida que en el concreto normal, dependiendo principalmente de la temperatura de la mezcla.

Las sustancias más empleadas para fabricarlos son los lignosulfonatos y sus sales, modificaciones y derivados de ácidos lignosulfonados, ácidos hidroxilados carboxílicos y sus sales, carbohidratos y polioles etc. **(Ref. 6.7)** La dosificación normal oscila entre el 0.2% al 0.5% del peso del cemento, y se usan diluidos en el agua de mezcla.

6.5 ADITIVOS SUPERPLASTIFICANTES.

Son reductores de agua-plastificantes especiales en que el efecto aniónico se ha multiplicado notablemente.

A nivel mundial han significado un avance notable en la Tecnología del Concreto pues han permitido el desarrollo de concretos de muy alta resistencia.

En la actualidad existen los llamados de tercera generación, que cada vez introducen mejoras adicionales en la modificación de las mezclas de concreto con reducciones de agua que no se pensaba fueran posible de lograrse unos años atrás. Se aplican diluidos en el agua de mezcla dentro del proceso de dosificación y producción del concreto, pero también se pueden añadir a una mezcla normal en el sitio de obra un momento antes del vaciado, produciendo resultados impresionantes en cuanto a la modificación de la trabajabilidad.

Por ejemplo, para un mezcla convencional con un slump del orden de 2" a 3" , el añadirle superplastificante puede producir asentamientos del orden de 6" a 8" sin alterar la relación Agua/Cemento.

El efecto es temporal, durando un mínimo del orden de 30 min a 45 min dependiendo del producto en particular y la dosificación, pero se puede seguir añadiendo aditivo si es necesario para volver a conferirle plasticidad al concreto.

La dosificación usual es del 0.2% al 2% del peso del cemento, debiendo tenerse cuidado con las sobredosificaciones pues pueden producir segregación si las mezclas tienen tendencia hacia los gruesos o retardos en el tiempo de fraguado, que obligan a prolongar e intensificar el curado, algunas veces durante varios días, aunque después se desarrolla el comportamiento normal.

Las mezclas en las que se desee emplear superplastificantes deben tener un contenido de finos ligeramente superior al convencional ya que de otra manera se puede producir segregación si se exagera el vibrado.

Producen generalmente incremento de burbujas superficiales en el concreto por lo que hay que optimizar en obra tanto los tiempos de vibrado como la secuencia de estas operaciones, para reducir las burbujas al mínimo.

Si se desea emplear al máximo sus características de reductores de agua, permiten descensos hasta del 20% a 30% trabajando con slumps del orden de 2" a 3", lo que ha permitido el desarrollo de concretos de muy alta resistencia (750 Kg/cm²) con relaciones Agua/Cemento tan bajas como 0.25 a 0.30, obviamente bajo optimizaciones de la calidad de los agregados y del cemento.

Su empleo sólo como plastificantes permite como hemos dicho, el suministrar características autonivelantes a concretos convencionales, lo que los hace ideales para vaciados con mucha congestión de armadura donde el vibrado es limitado.

En nuestro medio se han utilizado relativamente poco los superplastificantes, siendo uno de los casos más saltantes en el concreto pesado del Block del Reactor en Huarangal-Lima, donde la alta concentración de armadura y elementos metálicos embutidos, motivó que los empleáramos, con excelentes resultados debido a sus características de mejoradores de la trabajabilidad.

En el Proyecto Majes Secciones D y E, hemos empleado superplastificantes como reductores de agua, para obtener Relaciones Agua/Cemento bajas con trabajabilidades altas (Agua/Cemento < 0.50, slump 3" a 4"), al existir estos condicionantes por razones de impermeabilidad y durabilidad de las estructuras hidráulicas, ante el riesgo potencial de agresividad por cloruros y sulfatos de los suelos circundantes. Los resultados obtenidos han sido muy satisfactorios. Como complemento, debemos mencionar que son auxiliares muy buenos para las inyecciones o rellenos (grouting), por su efecto plastificante.

En el Perú se han usado los de procedencia norteamericana y europea, pero es interesante anotar que el Japón tiene el liderazgo actual en cuanto al desarrollo de estos productos, con versiones sumamente especiales.

6.6 ADITIVOS IMPERMEABILIZANTES.

Esta es una categoría de aditivos que sólo está individualizada nominalmente pues en la práctica, los productos que se usan son normalmente reductores de agua, que propician disminuir la permeabilidad al bajar la Relación Agua/Cemento y disminuir los vacíos capilares. Su uso está orientado hacia obras hidráulicas donde se requiere optimizar la estanqueidad de las estructuras.

No existe el aditivo que pueda garantizar impermeabilidad si no damos las condiciones adecuadas al concreto para que no exista fisuración, ya que de nada sirve que apliquemos un reductor de agua muy sofisticado, si por otro lado no se consideran en el diseño estructural la ubicación adecuada de juntas de contracción y expansión, o no se optimiza el proceso constructivo y el curado para prevenir agrietamiento.

Hemos tenido ocasión de apreciar proyectos hidráulicos donde en las especificaciones técnicas se indica el uso exclusivo de aditivos impermeabilizantes, lo cual no es correcto y lleva a confusión pues esta connotación que es subjetiva, la han introducido principalmente los fabricantes, pero en la práctica no son en general otra cosa que reductores de agua.

Existe un tipo de impermeabilizantes que no actúan reduciendo agua sino que trabajan sobre el principio de repeler el agua y sellar internamente la

estructura de vacíos del concreto, pero su uso no es muy difundido pues no hay seguridad de que realmente confieran impermeabilidad y definitivamente reducen resistencia. Las sustancias empleadas en este tipo de productos son jabones, butilestearato ,ciertos aceites minerales y emulsiones asfálticas.

Otros elementos que proporcionan características de incremento de impermeabilidad son las cenizas volátiles, las puzolanas y la microsílíce, que en conjunción con el cemento generan una estructura mucho menos permeable que la normal, pero su uso es mas restringido.

6.7 ADITIVOS RETARDADORES.

Tienen como objetivo incrementar el tiempo de endurecimiento normal del concreto, con miras a disponer de un período de plasticidad mayor que facilite el proceso constructivo.

Su uso principal se amerita en los siguientes casos :

- a) Vaciados complicados y/o voluminosos, donde la secuencia de colocación del concreto provocaría juntas frías si se emplean mezclas con fraguados normales.
- b) Vaciados en clima cálido, en que se incrementa la velocidad de endurecimiento de las mezclas convencionales.
- c) Bombeo de concreto a largas distancias para prevenir atoros.
- d) Transporte de concreto en Mixers a largas distancias.
- e) Mantener el concreto plástico en situaciones de emergencia que obligan a interrumpir temporalmente los vaciados, como cuando se malogra algún equipo o se retrasa el suministro del concreto.

La manera como trabajan es actuando sobre el Aluminato Tricálcico retrasando la reacción , produciéndose también un efecto de superficie, reduciendo fuerzas de atracción entre partículas.

En la medida que pasa el tiempo desaparece el efecto y se desarrolla a continuación el de hidratación, acelerándose generalmente el fraguado.

Hay que tener cuidado con las sobredosificaciones pues pueden traer complicaciones en el desarrollo de la resistencia, obligando a adoptar sistemas de curado adicionales.

Usualmente tienen características plastificantes. Los productos básicos empleados en su fabricación son modificaciones y combinaciones de los usados en los plastificantes y adicionalmente, algunos compuestos de éter-celulosa.

Se dosifican generalmente en la proporción del 0.2% al 0.5 % del peso del cemento.

6.8 CURADORES QUIMICOS.

Pese a que no encajan dentro de la definición clásica de aditivos, pues no reaccionan con el cemento, constituyen productos que se añaden en la superficie del concreto vaciado para evitar la pérdida de agua y asegurar que exista la humedad necesaria para el proceso de hidratación.

El principio de acción consiste en crear una membrana impermeable sobre el concreto que contrarreste la pérdida de agua por evaporación.

Hemos creído conveniente incluirlos en este capítulo pues es importante el conocer sus características, ya que se usan bastante en nuestro medio, donde algunos fabricantes locales producen versiones excelentes.

Existen básicamente dos tipos de curadores químicos (*Ref.6.8*) :

- a) Emulsiones de cera, que al liberar el solvente acuoso dejan una película protectora sobre la superficie. Normalmente son pigmentadas con color blanco para reflejar los rayos solares y reducir la concentración local de temperatura. En otras ocasiones el pigmento es de otro color sólo para poder controlar el progreso de la aplicación. Al cabo de un cierto número de días el pigmento normalmente desaparece.

Este tipo de curadores tiene la particularidad que en climas muy cálidos la película de cera permanece en estado semisólido, debido a las temperaturas superficiales del concreto y la acción solar, dependiendo su eficacia de la calidad del producto en particular, ya que en algunos esto origina que sean permeables ,permitiendo la

fuga de agua, y en otros constituye una ventaja pues se vuelve menos viscosa la cera y penetra en los poros capilares de la superficie sellándola.

Otra particularidad es que normalmente son difíciles de limpiar, por ejemplo en la zona de las juntas de contracción o expansión, donde se necesita tener una superficie limpia para la colocación de sellos elásticos, siendo necesario algunas veces recurrir al arenado para eliminar la capa de curador.

- b) Soluciones de resinas sintéticas en solventes volátiles, que crean el mismo efecto de una capa de laca o pintura sobre el concreto, sellándolo.

A diferencia de los anteriores, a mayor temperatura, el solvente se volatiliza más rápido y la película protectora se vuelve más rígida, dependiendo su eficacia del contenido de sólidos en la solución.

Se fabrican también con o sin pigmento y normalmente se pueden limpiar con escobilla metálica o con gasolina.

En cualquiera de los casos, es necesario hacer pruebas de la eficiencia del curador de acuerdo a como lo recomienda el ACI 318(Ref.6.9) obteniéndose probetas cilíndricas de concreto, aplicándoles el curador de igual manera como se hace con las estructuras y dejándolas al pie de obra para que estén sometidas a las mismas condiciones ambientales. Paralelamente se curan bajo condiciones controladas en laboratorio, otra serie de cilindros del mismo concreto, ensayándose ambas series a los 28 días. Se considera que el sistema de curado es efectivo si la resistencia de las curadas en obra es mayor o igual al 85 % del f_c de las curadas en condiciones controladas, no siendo necesario el cumplimiento de esta condición si la resistencia de las curadas en obra supera en 35 Kg/cm² al f_c especificado.

La colocación de estos productos con pulverizador, brocha o rodillo de acuerdo al caso particular, debe realizarse lo antes posible luego del desencofrado, mojando previamente el concreto para reponer pérdidas de agua, que hayan ocurrido antes de la operación de curado. Cuando se aplica sobre superficies frescas expuestas, debe ejecutarse apenas haya desaparecido el agua superficial o esté por desaparecer.

6.9 ADITIVOS NATURALES Y DE PROCEDENCIA CORRIENTE.(Ref:6.10)

Esta es una clasificación que hemos introducido para hacer conocer algunos productos de uso o disponibilidad común, que actúan modificando propiedades del concreto y que ofrecen una fuente potencial de investigación local para desarrollar aditivos baratos.

a) Acelerantes.

El azúcar en dosificaciones mayores del 0.25% del peso del cemento, la urea, el ácido láctico de la leche, el ácido oxálico que se halla en muchos productos comerciales que sirven para quitar manchas y limpiar metales .

b) Incorporadores de aire.

Los detergentes, las piedras porosas de origen volcánico finamente molidas, las algas.

c) Plastificantes retardadores.

Los siguiente productos en porcentajes referenciales relativos al peso del cemento :

El almidón (0.10 %), el bicarbonato de sodio (0.14 %),el ácido tartárico (0.25 %) , la celulosa(0.10 %), el azúcar(<0.25%), resinas de maderas.

Para concluir, debemos mencionar que las normas ASTM C-260 y C-494 (*Refs.6.11 y 6.12*) establecen los requisitos que deben cumplir los aditivos para poder emplearse en concreto, siendo una herramienta útil para verificarlos, pero que no reemplaza a la prueba efectiva con el cemento, la mezcla y las condiciones de obra particulares que enfrentemos, en que debe cuidarse de comprobar su efectividad en forma científica, evaluando con métodos y pruebas estándar las propiedades que se modifican, de manera de poder cuantificarlas y obtener conclusiones valederas.

---OO---

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 6.1) ACI 212.3R-91 "Admixtures for Concrete" - 1991.
- 6.2) ASTM Standard C-403.- "Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance"-1988.
- 6.3) ASTM Standard C-266.- "Standard Test Method for Time of Setting of Cement with Gillmore Needles"-1988.
- 6.4) Lea Frederik.- "The Chemistry of Cement and Concrete".- Edward Arnold Publishers - London 1988.
- 6.5) Cordon,William.- "Freezing and Thawing of Concrete" . ACI Monograph No 3 - 1966.
- 6.6) ASTM Standard C-231.- "Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method."-1982.
- 6.7) Popovics Sandor.- "Concrete : Making Materials".- Edit. Mc Graw Hill - 1979.
- 6.8) U.S. Bureau of Reclamation.- "Concrete Manual" - 1975.
- 6.9) ACI 318-95 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary" - 1995.
- 6.10) Neville Adam .- "Tecnología del Concreto".-Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto - México 1977.
- 6.11) ASTM Standard C-260.- "Standard Specification for Air Entraining Admixtures for Concrete." 1986
- 6.12) ASTM Standard C-494.- "Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete." 1986

-----000-----

CAPITULO 7

PROPIEDADES PRINCIPALES DEL CONCRETO

7.0 ESTRUCTURA INTERNA DEL CONCRETO.

En la *Fig. 7.1*, se puede apreciar el esquema típico de la estructura interna del concreto endurecido, que consiste en el aglomerante, estructura básica o matriz, constituida por la pasta de cemento y agua, que aglutina a los agregados gruesos, finos, aire y vacíos, estableciendo un comportamiento resistente debido en gran parte a la capacidad de la pasta para adherirse a los agregados y soportar esfuerzos de tracción y compresión, así como a un efecto puramente mecánico propiciado por el acomodo de las partículas inertes y sus características propias.

Una conclusión inmediata que se desprende del esquema mencionado, es que la estructura del concreto no es homogénea, y en consecuencia no es isotrópica, es decir no mantiene las mismas propiedades en diferentes direcciones.

Esto se debe principalmente a los diferentes materiales que intervienen, su variabilidad individual así como al proceso mismo de elaboración, en que durante la etapa en que la pasta es plástica, se posibilita el acomodo aleatorio de los diferentes componentes hasta su ubicación definitiva al endurecer.

Un aspecto sumamente importante en la estructura del concreto endurecido reside en la porosidad o sistema de vacíos. Gran parte del agua que interviene en la mezcla, sólo cumple la función de lubricante en el estado plástico, ubicándose en líneas de flujo y zonas de sedimentación de los sólidos, de manera que al producirse el endurecimiento y evaporarse, quedan los vacíos o poros, que condicionan el comportamiento posterior del concreto para absorber líquidos y su permeabilidad o capacidad de flujo a través de él.

7.1 PROPIEDADES PRINCIPALES DEL CONCRETO FRESCO.

a) Trabajabilidad .-

Esta definida por la mayor o menor dificultad para el mezclado, transporte, colocación y compactación del concreto. Su evaluación es relativa, por cuanto depende realmente de las facilidades manuales o mecánicas de que se disponga durante las etapas del proceso, ya que un concreto que puede ser trabajable bajo ciertas condiciones de colocación y compactación, no necesariamente resulta tal si dichas condiciones cambian.

Está influenciada principalmente por la pasta, el contenido de agua y el equilibrio adecuado entre gruesos y finos, que produce en el caso óptimo una suerte de continuidad en el desplazamiento natural y/o inducido de la masa.

Por lo general un concreto es trabajable en la mayoría de circunstancias, cuando durante su desplazamiento mantiene siempre una película de mortero de al menos 1/4" sobre el agregado grueso.

El método tradicional de medir la trabajabilidad ha sido desde hace muchos años el "Slump" o asentamiento con el cono de Abrams, ya que permite una aproximación numérica a esta propiedad del concreto, sin embargo debe tenerse clara la idea que es más una prueba de uniformidad que de trabajabilidad, pues es fácilmente demostrable que se pueden obtener concretos con igual slump pero trabajabilidades notablemente diferentes para las mismas condiciones de trabajo.

Una práctica recomendada por el U.S. Bureau of Reclamation (**Ref. 7.1**), consiste en que una vez concluida la determinación del slump se procede a golpear con la varilla la plancha metálica de base, provocando el desmoronamiento del concreto lo que permite una estimación visual de la capacidad de acomodo al compactarlo (**Secuencia Fotográfica 7.1**).

En la **Secuencia Fotográfica 7.2** se pueden observar 3 diseños de mezcla diferentes con proporciones de piedra/arena muy disímiles (30/70,50/50,70/30) que al ser verificados con la prueba del slump, manifiestan asentamientos iguales. Al golpear la base con la varilla de compactación tal como se mencionó, para estimar la trabajabilidad, se aprecian comportamientos completamente diferentes, por la forma que adopta el cono de concreto y la separación de gruesos y finos, lo que era previsible y que demuestra que el slump es sólo una manera de detectar cambios en la uniformidad de las mezclas en relación a la cantidad de agua y/o la granulometría.

Cuando en obra se controla la dosificación de las mezclas en peso, por lo que hay seguridad que se están midiendo los ingredientes de acuerdo al diseño, y además se corrige por absorción y humedad, el obtener un

**SECUENCIA FOTOGRAFICA 7.1 .- DETERMINACION DE SLUMP Y
APRECIACION DE TRABAJABILIDAD AL PROVOCAR DESMORONAMIENTO.**

132

WILBER CUTIMBO CHOQUE
wil-ber_2511@hotmail.com
Cel. 953686056

**SECUENCIA FOTOGRAFICA 7.2 .- DISEÑOS DE CONCRETO CON IGUAL
SLUMP Y DIFERENTES PROPORCIONES ARENA/PIEDRA.**

slump mayor del que se venía registrando, es indicativo de que la granulometría total se ha vuelto más gruesa, en consecuencia el Módulo de fineza se incrementó y disminuyó la superficie específica pero todo esto sin cambiar la relación Agua/Cemento.

En consecuencia el slump aumentó no porque se haya añadido más agua al diseño sino porque la mezcla requiere menos agua debido a cambios en la gradación de los agregados que la han vuelto más gruesa.

En estas situaciones, no tiene fundamento técnico el rechazar el concreto en base a la prueba de slump, pues si la dosificación está controlada, se está demostrando que no se afectará la resistencia.

Ahora bien, si el slump que tiene actualmente la mezcla es tan alto que ocasiona problemas de segregación ó exudación, es necesario reajustar la granulometría total recalculando las proporciones de arena y piedra (subiendo el contenido de arena y bajando el de la piedra) para mantener constante el módulo de fineza total del diseño y regresar al slump original, pero nunca se debe empezar a bajar agua aleatoriamente pues esa es la manera segura de perder el control del diseño ya que no estamos atacando el problema de fondo que es la gradación.

Si se da el caso contrario de que el slump se redujo pese a estar controlada la dosificación, es indicativo de que la granulometría total cambió volviéndose más fina por lo que la mezcla requiere más agua y se seca.

La forma de corregir esto es hacer lo inverso al caso anterior incrementando la proporción de piedra y disminuyendo la de la arena para mantener constante el módulo de fineza de diseño.

Para lograr una mayor aproximación a la trabajabilidad, la Reología, que es la ciencia que estudia el flujo o desplazamiento de los materiales, ha establecido los siguientes conceptos que permiten enfocar con mas precisión el comportamiento reológico del concreto en estado fresco y por consiguiente su trabajabilidad :**(Ref.7.2)**

1) Estabilidad.-

Es el desplazamiento o flujo que se produce en el concreto sin mediar la aplicación de fuerzas externas.

Se cuantifica por medio de la exudación y la segregación, evaluadas con métodos standard que permiten comparar dichas características entre varios diseños, siendo obvio que se debe buscar obtener los valores mínimos.

Es interesante notar que ambos fenómenos no dependen expresamente del exceso de agua en la mezcla sino del contenido de finos y de las propiedades adherentes de la pasta.

2) Compactabilidad.-

Es la medida de la facilidad con que puede compactarse el concreto fresco. Existen varios métodos que establecen el denominado "Factor de compactación", que evalúa la cantidad de trabajo que se necesita para la compactación total, y que consiste en el cociente entre la densidad suelta del concreto en la prueba, dividido entre la densidad del concreto compactado.

En nuestro medio no es usual disponer del equipo para la prueba standard que es Británica(*Ref. 7.3*), no obstante no es muy difícil ni caro implementarlo ya que es muy útil en cuanto a la información que suministra.

La prueba consiste en llenar el cono superior con concreto depositándolo sin dejarlo caer, para que no haya compactación adicional.

A continuación se abre la compuerta inferior para que caiga por su peso propio y llene el segundo cono con lo que se estandariza la condición de compactación inicial.

Finalmente luego de enrasar el cono se abre la segunda compuerta y el concreto cae por su peso propio para llenar un molde cilíndrico estándar.

Se obtiene el peso unitario del concreto en el molde y el valor se divide entre el peso unitario obtenido con la prueba estándar en tres capas con 25 golpes cada una.

Esta operación debe hacerla una sola persona manteniendo constantes el equipo para el manipuleo y el procedimiento, ya que los resultados están influenciados significativamente por estos aspectos. Hay que tener claro que los valores obtenidos nos sirven para comparar diseños similares para elegir el óptimo, pero no nos dan un valor absoluto para comparar diseños con materiales diferentes.

En la medida que el factor de compactación se acerque más a la unidad obtendremos el diseño más eficiente en cuanto a la compactabilidad.

En la *Tabla 7.1* se pueden observar valores de revenimiento o slump comparados con mediciones de factor de compactación para diferentes condiciones de trabajabilidad.

De nuestra experiencia personal en el uso del método standard hemos concluido en que es sumamente útil para discriminar entre mezclas

Tabla 7.1 .- Trabajabilidad, revenimiento y factor de compactación de concretos con tamaño máximo de agregado de 3/4" a 1 1/2" (19mm. a 38 mm.)

Grado de Trabajabilidad	Revenimiento		Factor de Compactación		Uso Adecuado del Concreto (*) El aparato grande no se usa normalmente.
	mm.	pulg.	Aparato Pequeño	Aparato Grande (*)	
Muy pequeño	0 a 25	0 a 1	0.78	0.80	Pavimentos vibrados con máquinas operadas mecánicamente. En el extremo mas trabajable de este grupo, el concreto podrá compactarse en ciertos casos con máquinas operadas manualmente.
Pequeño	25 a 50	1 a 2	0.85	0.87	Pavimentos vibrados con máquinas operadas a mano. En el extremo mas trabajable de este grupo, el concreto podrá compactarse manualmente en pavimentos que empleen agregados de forma redonda o irregular. Cimentaciones de concreto en masa sin vibrado o secciones con poco refuerzo y vibradas.
Medio	50 a 100	2 a 4	0.92	0.935	En el extremo mas trabajable de este grupo losas planas usando agregados triturados compactadas manualmente.
					Para secciones congestionadas de

Alto	100 a 175	4 a 7	0.95	0.96	refuerzo. Normalmente no adecuado para vibrarse. Concreto reforzado, compactado a mano y secciones muy reforzadas y vibradas.
------	-----------------	-------	------	------	--

con grados de compactabilidad bastante diferentes, sin embargo no es muy sensible a pequeños cambios en granulometría. En base a esto estamos desarrollando una alternativa en la cual cambiamos el molde cilíndrico por un molde prismático de 0.20 x 0.20 x 0.30 m. que representa más fielmente las dificultades reales en cuanto a compactabilidad en las esquinas de los encofrados. Aún no contamos con suficiente cantidad de pruebas para establecer conclusiones estadísticas válidas pero las tendencias indican que con esta variante se podrían reflejar variaciones pequeñas en gradación o en las consecuencias del empleo de aditivos plastificantes.

En la **Fig. 7.2** se dan las características geométricas del aparato para quien le interesara fabricarlo y usarlo.

3) Movilidad.

Es la facilidad del concreto a ser desplazado mediante la aplicación de trabajo externo. Se evalúa en función de la viscosidad, cohesión y resistencia interna al corte.

La viscosidad viene dada por la fricción entre las capas de la pasta de cemento, la cohesión es la fuerza de adherencia entre la pasta de cemento y los agregados, y la resistencia interna al corte la provee la habilidad de las partículas de agregados a rotar y desplazarse dentro de la pasta.

Las pruebas desarrolladas en la actualidad para medir estos parámetros sólo son aplicables a nivel sofisticado en laboratorio (**Ref. 7.4 y 7.5**) por lo que aún está a nivel de investigación una prueba práctica para emplearse en obra, sin embargo, es importante al momento de diseñar y comparar mezclas, realizar una evaluación al menos cualitativa de estos parámetros, con objeto de acercarnos al óptimo.

b) Segregación.-

Las diferencias de densidades entre los componentes del concreto provocan una tendencia natural a que las partículas más pesadas descendan, pero en general, la densidad de la pasta con los agregados finos es sólo un 20% menor que la de los gruesos (para agregados normales) lo cual sumado a su viscosidad produce que el agregado grueso quede suspendido e inmerso en la matriz.

Cuando la viscosidad del mortero se reduce por insuficiente concentración de la pasta, mala distribución de las partículas o granulometría deficiente, las partículas gruesas se separan del mortero y se produce lo que se conoce como segregación. En los concretos con contenidos de piedra > del 55% en peso con respecto al peso total de agregados, es frecuente confundir la segregación con la apariencia normal de estos concretos, lo cual es muy simple de verificar obteniendo dos muestras de concreto fresco de sitios diferentes y comparar el contenido de gruesos por lavado, que no deben diferir en más del 6%.

c) Exudación.

Propiedad por la cual una parte del agua de mezcla se separa de la masa y sube hacia la superficie del concreto.

Es un caso típico de sedimentación en que los sólidos se asientan dentro de la masa plástica. El fenómeno está gobernado por las leyes físicas del flujo de un líquido en un sistema capilar, antes que el efecto de la viscosidad y la diferencia de densidades.

Está influenciada por la cantidad de finos en los agregados y la finura del cemento, por lo que cuanto más fina es la molienda de este y mayor es el porcentaje de material menor que la malla No 100, la exudación será menor pues se retiene el agua de mezcla.

La exudación se produce inevitablemente en el concreto, pues es una propiedad inherente a su estructura, luego lo importante es evaluarla y controlarla en cuanto a los efectos negativos que pudiera tener.

No debe caerse en el error de considerar que la exudación es una condición anormal del concreto, ni en la práctica indiscriminada usual de "secar" el concreto espolvoreando cemento en la superficie mientras aún hay exudación, ya que se origina una capa superficial muy delgada de pasta que en la parte inferior tiene una interfase de agua que la aísla de la masa original. En estas condiciones, al producirse la contracción por secado o cambios volumétricos por temperatura esta película delgada de pasta se agrieta, produciéndose el patrón de fisuración tipo panal de abeja, que los norteamericanos denominan "crazing".

Si se espolvorea cemento cuando la exudación ha terminado, integrando la pasta con la mezcla original se logra reducir la relación Agua/Cemento en la superficie con resultados positivos en cuanto a durabilidad al desgaste.

La prueba estándar para medir la exudación está definida por la norma ASTM C-232 (*Ref.7.6*)necesitándose sólo una pipeta como equipo adicional a las balanzas, moldes y probetas graduadas que constituyen lo normal en laboratorio.

d) Contracción.-

Es una de las propiedades más importantes en función de los problemas de fisuración que acarrea con frecuencia.

Ya hemos visto que la pasta de cemento necesariamente se contrae debido a la reducción del volumen original de agua por combinación química, y a esto se le llama contracción intrínseca que es un proceso irreversible.

Pero además existe otro tipo de contracción inherente también a la pasta de cemento y es la llamada contracción por secado, que es la responsable de la mayor parte de los problemas de fisuración, dado que ocurre tanto en el estado plástico como en el endurecido si se permite la pérdida de agua en la mezcla.

Este proceso no es irreversible, ya que si se repone el agua perdida por secado, se recupera gran parte de la contracción acaecida.

Esta propiedad se tratará con mucha amplitud al tocar el tema de los cambios volumétricos en el concreto, siendo lo fundamental en este Capítulo, el tener claro que el concreto de todas maneras se contrae y si no tomamos las medidas adecuadas indefectiblemente se fisura, y en muchos casos esta fisuración es inevitable por lo que sólo resta preverla y orientarla.

7.2 PROPIEDADES PRINCIPALES DEL CONCRETO ENDURECIDO.

a) Elasticidad.-

En general, es la capacidad del concreto de deformarse bajo carga, sin tener deformación permanente .

El concreto no es un material elástico estrictamente hablando, ya que no tiene un comportamiento lineal en ningún tramo de su diagrama carga vs deformación en compresión, sin embargo, convencionalmente se acostumbra definir un "Módulo de elasticidad estático" del concreto mediante una recta tangente a la parte inicial del diagrama, o una recta

secante que une el origen del diagrama con un punto establecido que normalmente es un % de la tensión última (*Ref.7.7*).

En la *Fig.7.3(Ref.7.8)* se esquematiza la curva Carga vs Deformación Típica del concreto y en la *Fig. 7.4(Ref.7.9)* se muestran curvas Carga vs Deformación para concretos con diferentes relaciones Agua/Cemento.

Los módulos de Elasticidad normales oscilan entre 250,000 a 350,000 Kg/cm² y están en relación directa con la resistencia en compresión del concreto y en relación inversa con la relación agua/cemento.

Conceptualmente, las mezclas más ricas tienen módulos de Elasticidad mayores y mayor capacidad de deformación que las mezclas pobres. La norma que establece como determinar el Módulo de elasticidad estático del concreto es la *ASTM C-469(Ref.7.7)*

b) Resistencia.-

Es la capacidad de soportar cargas y esfuerzos, siendo su mejor comportamiento en compresión en comparación con la tracción, debido a las propiedades adherentes de la pasta de cemento.

Depende principalmente de la concentración de la pasta de cemento, que se acostumbra expresar en términos de la relación Agua/Cemento en peso.

La afectan además los mismos factores que influyen en las características resistentes de la pasta, como son la temperatura y el tiempo, aunados a otros elementos adicionales constituidos por el tipo y características resistentes del cemento en particular que se use y de la calidad de los agregados, que complementan la estructura del concreto.

Un factor indirecto pero no por eso menos importante en la resistencia, lo constituye el curado ya que es el complemento del proceso de hidratación sin el cual no se llegan a desarrollar completamente las características resistentes del concreto.

Los concretos normales usualmente tienen resistencias en compresión del orden de 100 a 400 Kg/cm², habiéndose logrado optimizaciones de diseños sin aditivos que han permitido obtener resistencias sobre los 700 kg/cm².

Tecnologías con empleo de los llamados polímeros, constituidos por aglomerantes sintéticos que se añaden a la mezcla, permiten obtener resistencias en compresión que bordean los 1,500 kg/cm², y todo parece indicar que el desarrollo de estas técnicas permitirá en el futuro superar incluso estos niveles de resistencia.

c) Extensibilidad.-

Es la propiedad del concreto de deformarse sin agrietarse. Se define en función de la deformación unitaria máxima que puede asumir el concreto sin que ocurran fisuraciones.

Depende de la elasticidad y del denominado flujo plástico, constituido por la deformación que tiene el concreto bajo carga constante en el tiempo.

El flujo plástico tiene la particularidad de ser parcialmente recuperable, estando relacionado también con la contracción, pese a ser dos fenómenos nominalmente independientes.

La microfisuración aparece normalmente alrededor del 60% del esfuerzo último, y a una deformación unitaria de 0.0012, y en condiciones normales la fisuración visible aparece para 0.003 de deformación unitaria.

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 7.1) U.S. Bureau of Reclamation.- "Concrete Manual" - 1988.
- 7.2) Report Committee ACI 309.1R .- " Behavior of fresh Concrete during vibration"- 1987.
- 7.3) British Standard BS 1881 : Part 2 .- "Compacting Factor Test "- 1970.
- 7.4) Ritchie Alistair .- " The Rheology of fresh Concrete " . Proceedings ASCE, Vol. 94 - 1968.
- 7.5) Tattersall G.H. .- " The Workability of Concrete " . Cement and Concrete Association. London - 1976.
- 7.6) ASTM Standard C-232.- "Standard Test Method for Bleeding of Concrete "-1987.
- 7.7) ASTM Standard C-469.- "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression"- 1987.
- 7.8) Buildings Movements and Joints, EB086B, Portland Cement Association - 1982.
- 7.9) Hognestad E.,Hanson N.W.,Mc Henry D.- " Concrete Strength Distribution in Ultimate Stress Design", Bulletin DX006,Portland Cement Association - 1955.

-----OO-----

CAPITULO 8

EVALUACION ESTADISTICA DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS DE RESISTENCIA EN COMPRESION DEL CONCRETO

8.0 INTRODUCCION.

La resistencia en compresión del concreto f'_c es el parámetro de referencia mas difundido tanto a nivel de diseño estructural cuanto en Tecnología del concreto para evidenciar las características resistentes y la calidad de un concreto.

Si bien la calidad del concreto abarca un concepto más amplio e integral que la resistencia en compresión, es innegable que este parámetro reviste importancia primordial ya que sobre él descansan las filosofías de diseño actuales.

Un concepto fundamental que hay que tener muy claro es que los métodos de diseño estructural en concreto son probabilísticos, es decir se basan en consideraciones estadísticas que asumen una cierta probabilidad de que los valores de f'_c se obtengan en obra dentro de cierto rango, al estar demostrado como veremos mas adelante que la resistencia del concreto verificada bajo condiciones controladas, sigue con gran aproximación la distribución probabilística normal o distribución de Gauss.

Antes de proseguir, es importante establecer con precisión qué es el "fc" que todos los que tenemos que ver con el concreto manejamos con frecuencia.

En el Reglamento ACI-318-95 (*Ref.8.1*) y en el Reglamento Nacional de construcciones (*Ref.8.2*), se define a f'_c como la "Resistencia en compresión especificada para el concreto" evaluada en obra como el valor del esfuerzo obtenido de promediar el ensayo de dos probetas cilíndricas estándar de 6" de diámetro por 12" de altura, obtenidas ,curadas y ensayadas a 28 días de edad bajo condiciones controladas que están definidas por las normas ASTM correspondientes.

Muchas veces existen tergiversaciones con respecto a estas condiciones controladas, por desconocimiento de la base estadística de estos conceptos suponiéndose en ocasiones que el muestreo y la obtención de probetas con

los métodos estandarizados, el curado a 100% de humedad y 21 °C de temperatura constantes que fijan las normas, y el ensayo a cierta velocidad de carga con la preparación previa de las superficies de los testigos tienden a "favorecer" los resultados pues no reflejan la "realidad" de la obra, dándose ciertos casos en que se exige el apartarse de estos procedimientos estandarizados en la idea de que son "mas representativos" del concreto in-situ.

Nada mas alejado de lo correcto, pues si no se obtienen, curan y ensayan los testigos como se ha indicado, no tendrían significado probabilístico los resultados que obtendríamos, ya que al no responder a una metodología científica carecerían de validez estadística y lo único que se lograría es causar confusión y distorsión en la evaluación de estos parámetros.

Otra costumbre que hay que desterrar es la de asignarle a los "promedios" de resultados la validez estadística absoluta sin evaluar lo que representan dentro del contexto de la dispersión general, ya que más importante que un valor medio es cuántos valores y en que magnitud se alejan de los parámetros especificados, por lo que hay que aplicar con mucha precisión lo establecido por los reglamentos en este sentido.

Teniendo claras estas ideas se concluye pues en que el f'_c tal como está definido y de la forma como se evalúa en obra, representa la resistencia en compresión potencial probabilística del concreto en una estructura antes que la resistencia in-situ, siempre que la obtención, curado y ensayo de los testigos se realice bajo las condiciones estandarizadas.

Desde otro punto de vista, al ser el concreto un material heterogéneo, está sujeto a la variabilidad de sus componentes así como a las dispersiones adicionales involucradas por las técnicas de elaboración, transporte, colocación y curado en obra; si a esto añadimos la dispersión extra que aportan los métodos y procedimientos de muestreo y ensayo, concluimos en que es fundamental el dominar los principios que rigen la evaluación de los resultados en compresión.

En la **Tabla 8.1** se pueden observar las principales fuentes de variación en resultados de resistencia en el concreto, apreciándose pues que representan un panorama muy amplio a cubrir.

Los reglamentos de diseño toman en cuenta todas estas variaciones y definen en las fórmulas de cálculo un parámetro denominado usualmente ϕ , cuyo valor depende del tipo de sollicitación, (oscilando normalmente entre 0.70 y 0.90), que constituye un factor de reducción que se aplica a f'_c para

Tabla 8.1.- Principales Fuentes de Variación de la resistencia en compresión. (Ref. 8.3)

DEBIDO A VARIACIONES EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO	DEBIDO A DEFICIENCIAS EN LOS METODOS DE PRUEBA
<p>1) Cambios en la relación Agua/Cemento</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Control deficiente de la cantidad de agua. b) Variación excesiva de humedad en los agregados. c) Agua adicional al pie de obra. <p>2) Variación en los requerimientos de agua de mezcla.</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Gradación de los agregados, absorción y forma. b) Características del Cemento y Aditivos. c) Contenido de aire. d) Tiempo de suministro y temperatura. <p>3) Variaciones en las características y proporciones de los ingredientes.</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Agregados. b) Cemento. c) Puzolanas. d) Aditivos. <p>4) Variaciones ocasionadas por el transporte, colocación y compactación.</p> <p>5) Variaciones en la temperatura y curado.</p>	<p>1) Procedimientos de muestreo inadecuados.</p> <p>2) Dispersiones debidas a las formas de preparación manipuleo y curado de cilindros de prueba.</p> <p>3) Mala calidad de los molde para cilindros de prueba.</p> <p>4) Defectos de curado :</p> <ul style="list-style-type: none"> a) Variaciones de temperatura. b) Humedad Variable. c) Demoras en el transporte de los cilindros al laboratorio. <p>5) Procedimientos de ensayo deficientes.</p> <ul style="list-style-type: none"> a) En el refrendado (capping) de los cilindros. b) En el ensayo de compresión.

incorporar estas dispersiones y ser realistas entre el valor potencial probabilístico de f'_c y el que tendrá la estructura al construirse.

Si el f'_c evaluado en obra tal como se ha indicado, cumple con las condiciones establecidas para el f'_c especificado, se considera que se han satisfecho todas las hipótesis probabilísticas y cálculos del diseño estructural al respecto, y la estructura asumirá eficientemente todas las cargas para las cuales fue diseñada.

Hay que tener muy claro que si el f'_c evaluado en obra tal como se ha indicado, no cumple con las condiciones establecidas para el f'_c especificado, quiere decir que ya no se verifican las hipótesis que garantizaban probabilísticamente la eficiencia de la estructura, sin embargo no necesariamente significa que la estructura no estará apta para soportar las cargas de diseño, ya que los reglamentos indican que para estos casos se deben revisar los cálculos estructurales utilizando el valor de f'_c real de obra sin aplicar los factores de reducción ϕ , para establecer la condición estructural actual.

Es sumamente importante hacer notar que ningún reglamento dispone la demolición de estructuras cuando se obtienen resultados de f'_c que incumplen las condiciones especificadas, indicándose en estos casos una serie de pasos de verificación de las características estructurales actuales de los elementos cuestionados, ya que la filosofía probabilística de diseño estructural y los márgenes de seguridad son conservadores, siendo el último recurso el rehacer la estructura cuando se comprueba técnicamente que no será eficiente tal como se ha construido.

Debemos mencionar finalmente, que en el desarrollo de este capítulo se han tomado como base los Reportes ACI-214-77 (*Ref.8.3*) y ACI-214.3R-88 (*Ref.8.4*) que abordan de manera muy completa y práctica el tema en cuestión.

8.1 FUNDAMENTOS ESTADISTICOS.

a) La Distribución normal y la resistencia en compresión del concreto.

Está demostrado científicamente que los resultados de resistencia en compresión de un determinado concreto tienen una distribución de

frecuencias que se ajusta a la denominada Distribución Normal, Distribución de Gauss o también llamada campana de Gauss, cuya expresión matemática es (Ref.8.5):

$$Y = \frac{1}{D_s \sqrt{2\pi}} e^{-1/2((x-\mu)/D_s)^2} \text{-----}(1)$$

Donde μ =Promedio, D_s = Desviación estándar, $e=2.71828$ y $\pi=3.14159$

Estando definida la Desviación estándar con la siguiente expresión :

$$D_s = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 / n}{n - 1}} \text{-----}(2)$$

Donde : x_i = Resultados de ensayos y n = Número de ensayos

Otro parámetro muy útil para evaluaciones estadísticas lo constituye el coeficiente de variación (V) definido por la siguiente expresión :

$$V = \frac{D_s}{\mu} \times 100 \text{-----}(3)$$

La distribución normal permite estimar matemáticamente la probabilidad de ocurrencia de determinado fenómeno en función de los parámetros indicados, y en el caso del concreto se aplica a los resultados de resistencia basándose en la premisa de que aquellos se agrupan siguiendo aproximadamente dicha distribución.

En la **Fig.8.1** se pueden apreciar distribuciones normales para diferentes valores de Desviación estándar manteniendo el promedio constante (línea central) de donde se infiere que en la medida que aumenta el valor de D_s la curva se vuelve mas plana y alargada, con la consecuencia de mayor dispersión pues los valores se alejan del promedio, y contrariamente, al disminuir D_s los valores tienden a agruparse cerca del promedio con menor dispersión.

En la **Fig.8.2** se observa una distribución de frecuencias de 441 ensayos individuales de resistencia en compresión de un concreto de f_c especificada de 245 Kg/cm² pero que por razones de durabilidad se ha diseñado en obra con una relación Agua/Cemento = 0.50, lo que explica el que los resultados son sensiblemente mayores a lo especificado.

Si analizamos el contorno que delimitan los ensayos graficados, se aprecia la tendencia mencionada hacia la distribución normal, pero para poder visualizarla mejor, se han graficado en la **Fig.8.3** los mismos ensayos pero agrupados en rangos de 9 Kg/cm² y acumulando las frecuencias, donde se magnifica aún más la tendencia aludida.

En la **Fig.8.4** se ha superpuesto al gráfico anterior la distribución normal para los mismos resultados, en que se puede apreciar una coincidencia magnífica.

Los resultados de resistencia que han servido para estas evaluaciones corresponden a controles efectuados en alrededor de 6,000 m³ de concreto tipo $f_c = 245$ Kg/cm² producidos en el Proyecto Majes entre Enero y Julio de 1993 y se demuestra fehacientemente que las hipótesis estadísticas en cuanto a la distribución normal de los resultados de obra son correctas.

b) La Distribución normal y la probabilidad de ocurrencia.

El área bajo la curva de distribución normal representa el 100% de los resultados, y la abscisa entre extremos de la distribución es aproximadamente 6 veces la Desviación estándar ($6D_s$), luego en función de esto se han graficado en la **Fig.8.5** las áreas bajo la curva que representan el porcentaje de pruebas que entran en cada rango $1D_s$.

Partiendo de la ordenada central que corresponde al promedio, se observa que el intervalo $\mu \pm 1D_s$ representa una probabilidad de ocurrencia de resultados del 68.2%, el intervalo $\mu \pm 2 D_s$ considera una probabilidad del 95.2%, y al intervalo $\mu \pm 3D_s$ le asigna una probabilidad de aproximadamente el 100%.

Estos conceptos nos servirán para aplicar los criterios de evaluación que veremos mas adelante.

c) Variación de resultados entre testigos de una muestra.

Para evaluar la dispersión entre los resultados de probetas obtenidas de una misma tanda de concreto, dispersión motivada por las técnicas de obtención, preparación, curado y ensayo, se emplea la desviación

estándar entre testigos (D_{ST}) definida por la siguiente fórmula :

$$D_{ST} = \frac{1}{d_2} \times R \text{ -----(4)}$$

o también :

$$V_T = \frac{D_{ST}}{\mu_T} \times 100 \text{ -----(5)}$$

Donde:

d_2 = Constante estadística dependiente del número de cilindros promediados para representar una muestra.

R = Rango promedio entre grupos de cilindros de una misma tanda.

V_T = Coeficiente de Variación entre testigos.

μ_T = Promedio de resultados de testigos.

En la **Tabla 8.2 (Ref.8.6)** se muestran los valores de d_2 y $1/d_2$ a aplicarse en las fórmulas indicadas.

8.2 CRITERIOS GENERALES.

En lo relativo a la resistencia del concreto, el promedio de resultados no es estadísticamente importante si no está asociado a la dispersión entre los valores y la evaluación de aquellos que están por debajo del f_c especificado.

Las fórmulas y criterios de diseño estructural involucran una serie de factores de seguridad que tienden a compensar las variaciones de que ya hemos hablado, por lo que hay que tener presente que si sólo algunos resultados tienen valores inferiores a los de diseño, desde el punto de vista estadístico habrá una gran cantidad de pruebas con resultados iguales ó superiores a f_c , con lo que la resistencia en compresión potencial del

Tabla 8.2 .- Factores para el cálculo de la desviación standard entre testigos.

NUMERO DE TESTIGOS	d_2	t/d_2
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4229
6	2.534	0.3946
7	2.704	0.3698
8	2.847	0.3512
9	2.970	0.3367
10	3.078	0.3249

Tabla 8.3 .- Valores de t

% DE PRUEBAS DENTRO DE LOS LIMITES $\mu \pm tD_s$	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA POR DEBAJO DEL LIMITE INFERIOR	t
40.00	3 en 10	0.52
50.00	2.5 en 10	0.67
60.00	2 en 10	0.84
68.27	1 en 6.3	1.00
70.00	1.5 en 10	1.04
80.00	1 en 10	1.28
90.00	1 en 20	1.65
95.00	1 en 40	1.98
95.45	1 en 44	2.00
98.00	1 en 100	2.33
99.00	1 en 200	2.58
99.73	1 en 741	3.00

concreto de la estructura, considerada integralmente, será satisfactoria en términos del diseño estructural.

Ahora bien, la definición del porcentaje de pruebas que pueden admitirse por debajo del f_c especificado y el valor absoluto de estos resultados, son atributos de los Reglamentos de diseño y en última instancia de los diseñadores, en función del conocimiento de las hipótesis de cálculo y los factores de seguridad empleados.

Cualquiera que sea el criterio definido, en la práctica esto se traduce en que la resistencia del concreto requerida en obra (f_{cr}) debe tener un cierto valor por encima del f_c especificado por el diseñador para cumplir con las hipótesis estadísticas elegidas.

Para cuánto más de resistencia debe fabricarse el concreto en obra, depende del nivel de variabilidad o dispersión que se tenga en la obra en particular. Las fórmulas que expresan este criterio son :

$$f_{cr} = f_c + t D_s \text{ ----- (6)}$$

o también :

$$f_{cr} = \frac{f_c}{(1-tV)} \text{ -----(7)}$$

Donde :

f_{cr} = Resistencia promedio requerida en obra

f_c = Resistencia especificada por el diseñador

D_s = Desviación Standard

V = Coeficiente de variación

t = Factor que depende del % de resultados menores de f_c que se admiten o la probabilidad de ocurrencia.

En la **Tabla 8.3** se establecen los valores de t con los porcentajes de ensayos que caen dentro del intervalo $\mu \pm tD_s$, así como la probabilidad de ensayos por debajo del límite inferior y que se deducen del gráfico de distribución normal de la **Fig.8.5**.

El valor de D_s en las fórmulas indicadas corresponde a por lo menos 30 testigos de un mismo tipo de concreto en obra representando a 30 tandas diferentes. Cuando se especifica el promedio de un cierto número de probetas como representativo de resistencia las fórmulas a usar son :

$$f_{cR} = f_c + \frac{tD_s}{\sqrt{n}} \quad \text{-----}(8)$$

o también :

$$f_{cR} = \frac{f_c}{1 - \frac{tV}{\sqrt{n}}} \quad \text{-----}(9)$$

Donde n = Número de ensayos usado para obtener el promedio.

Del análisis de las expresiones se deduce que en la medida que la dispersión crece, se necesita un valor mayor de f_{cR} para obtener el nivel de confiabilidad deseado.

En la **Fig.8.6** se ha graficado con la curva normal lo mencionado, marcándose en la parte achurada el % de ensayos que estarían por debajo del f_c especificado.

Valores de desviación estándar y coeficiente de variación a esperarse en condiciones de obra y laboratorio para diferentes grados de control figuran en la **Tabla 8.4 (Ref.8.3)**, que pueden tomarse como referencia para estimar D_s y V cuando no se tienen datos de obra, asumiendo el grado de control que se considere más cercano a la realidad. Si no se tiene ningún elemento de juicio para asumir el grado de control, lo recomendable es considerar los valores mas pesimistas de D_s y V , que se corregirán posteriormente al contarse con resultados de ensayos.

Desde otra perspectiva, la misma **Tabla 8.4** sirve para calificar el grado de control cuando se dispone de la información estadística de obra y/o de laboratorio.

Habiendo analizado los criterios generales, pasaremos a detallar algunos criterios particulares con aplicaciones prácticas.

Tabla 8.4.- Valores de dispersión en el control del concreto.

DISPERSION TOTAL					
CLASE DE OPERACION	DESVIACION STANDARD PARA DIFERENTES GRADOS DE CONTROL (kg/cm2)				
	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	SUFICIENTE	DEFICIENTE
Concreto en Obra	< a 28.1	28.1 a 35.2	35.2 a 42.2	42.2 a 49.2	> a 49.2
Concreto en Laboratorio	< a 14.1	14.1 a 17.6	17.6 a 21.1	21.1 a 24.6	> a 24.6
DISPERSION ENTRE TESTIGOS					
CLASE DE OPERACION	COEFICIENTE DE VARIACION PARA DIFERENTES GRADOS DE CONTROL (%)				
	EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	SUFICIENTE	DEFICIENTE
Concreto en Obra	< a 3.0	3.0 a 4.0	4.0 a 5.0	5.0 a 6.0	> a 6.0
Concreto en Laboratorio	< a 2.0	2.0 a 3.0	3.0 a 4.0	4.0 a 5.0	> a 5.0

8.3 CRITERIOS DEL REGLAMENTO ACI-318.

El Capítulo 5 del ACI-318 " Concrete Quality, mixing ,and placing", es el que define los criterios a aplicarse para evaluar resultados de ensayos en compresión del concreto.

El reglamento define un "ensayo de resistencia en compresión" como el promedio de ensayar a 28 días de edad (salvo que se especifique una edad diferente) 2 cilindros obtenidos de una misma muestra de concreto y que han sido curados bajo condiciones controladas.

El nivel de resistencia de una determinada clase de concreto, se considerará satisfactorio si se cumplen a la vez los siguientes requisitos :

- 1) El promedio de todos los grupos de tres ensayos de resistencia en compresión consecutivos (grupos de 6 testigos) es \geq que f'_c .

El valor de f'_{cR} para cumplir con este criterio del ACI debería ser el calculado aplicando la fórmula (8) tomando el valor máximo del factor t de la Tabla 8.3 (t=3.00) que corresponde a una probabilidad de ocurrencia del 99.73% :

$$f'_{cR} = f'_c + (3.00 \sqrt{3}) D_S = f'_c + 1.73 D_S \text{ ----- (10)}$$

(99.73% de valores \geq f'_c en 3 ensayos consecutivos)

Pero en la práctica, está demostrado que existe la posibilidad de que 1 ensayo en 100 no cumpla con lo requerido aún cuando el concreto sea satisfactorio por lo que el ACI considera esta posibilidad y calcula el f'_{cR} en forma mas realista aplicando la fórmula (8) con t = 2.33 que es el correspondiente a la probabilidad mencionada :

$$f'_{cR} = f'_c + (2.33\sqrt{3}) D_S = f'_c + 1.34 D_S \text{ -----(11)}$$

- 2) Ningún ensayo de resistencia (Promedio de dos testigos) debe ser menor de f'_c en más de 35 Kg/cm².

El valor de f'_{cR} para cumplir con este criterio del ACI debería ser el calculado aplicando la fórmula (6) tomando el valor máximo del factor t de la Tabla 8.3 (t=3.00) que corresponde una probabilidad de ocurrencia del 99.73% :

$$f_{cR} = f_c - 35 + 3.00 D_s \text{ -----(12)}$$

Pero igual como en el caso anterior, dado que en la práctica, está demostrado que existe la posibilidad de que 1 ensayo en 100 no cumpla con lo requerido aún cuando el concreto sea satisfactorio, el ACI considera esta posibilidad y calcula el f_{cR} en forma mas realista aplicando el valor de $t = 2.33$ que corresponde a la probabilidad mencionada :

$$f_{cR} = f_{cR} - 35 + 2.33 D_s \text{ -----(13)}$$

El ACI-318 establece que el valor f_{cR} a usarse será el mayor que resulte de la aplicación de las fórmulas (11) y (13).

Si se dispone de resultados de al menos 30 ensayos (60 testigos) consecutivos de un tipo de concreto o de dos grupos de resultados no consecutivos que en total acumulen al menos 30 ensayos de concreto que sean representativo de materiales, condiciones de obra y control de calidad similares a los del proyecto que se ejecutará, se puede aplicar en las fórmulas el valor de D_s calculado en base a estos datos, siempre que el orden de magnitud de las resistencias disponibles no difieran en mas de 70 Kg/cm² con el f_c especificado.

Cuando no se dispone de al menos 30 ensayos, el Reglamento considera que el valor de D_s que se calcule, deberá incrementarse de acuerdo a los valores de la **Tabla 8.5** para poder emplearse en (11) y (13).

Cuando no se dispone de ninguna información estadística, el ACI-318 indica que deben utilizarse los valores de f_{cR} de la **Tabla 8.6**

La norma establece que se podrán reducir los valores de f_{cR} asumidos inicialmente, cuando al disponerse de resultados de al menos 30 ensayos (60 testigos), el promedio excede el valor de f_{cR} inicial, para lo cual se recalculará en función de la desviación estándar real que se esté obteniendo.

Analizaremos un caso práctico de como se aplican estos criterios :

Ejemplo N° 1 .-

Asumiremos que el f_c especificado es 210 Kg/cm² y que el valor de D_s calculado en base a datos de obra es de 26.7 Kg/cm² , luego aplicando las fórmulas (11) y (13) tendremos :

Tabla 8.5 Incremento de valores de desviación standard cuando se tienen menos de 30 ensayos.

No DE ENSAYOS	FACTOR DE INCREMENTO
Menos de 15	Usar Tabla 8.6
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o mas	1.00

Tabla 8.6.- f'_{cr} aplicable cuando no se dispone de resultados para definir la desviación standard.

f'_{cr} ESPECIFICADO	f'_{cr} (Kg/cm²)
Menos de 210	$f'_c + 70$
210 a 350	$f'_c + 84$
Mayor de 350	$f'_c + 98$

$$f_{cR} = 210 + 1.34 \times 26.7 = 246 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y además :}$$

$$f_{cR} = 210 - 35 + 2.33 \times 26.7 = 237 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto se usará $f_{cR} = 246 \text{ Kg/cm}^2$ que es el valor mayor.

Ejemplo N° 2.-

Tenemos que en una obra se ha especificado un f_{cR} de 210 Kg/cm^2 y se tienen los siguientes resultados de ensayos en compresión :

Muestra N°	Resistencia Individual de 2 cilindros (Kg/cm ²)	Promedio Representativo Según ACI-318 (Kg/cm ²)	Promedio de tres representativos consecutivos (Kg/cm ²)
1	226,232	239	
2	212,222	217	
3	208,215	212	219
4	258,220	239	223
5	280,284	288	244
6	212,208	210	244
7	206,200	203	232
8	235,242	239	217
9	255,248	252	231
Promedio :		231 Kg/cm ²	
D _s :		24.89 Kg/cm ²	

Evaluando los resultados de acuerdo a lo exigido por ACI-318 se verifica que el promedio de 3 promedios representativos consecutivos es mayor que f'_c en todos los casos y el único valor de ensayo de resistencia (Promedio de 2 testigos) menor de f'_c (Muestra 7) difiere en 7 Kg del valor especificado, luego el concreto es satisfactorio. Si queremos evaluar qué probabilidad de ocurrencia estamos obteniendo con los resultados disponibles, calculamos el valor de "t" de la fórmula (6)

$$t = (231 - 210)/24.89 = 0.84$$

Entrando a la **Tabla 8.3** encontramos una probabilidad de 2 en 10 (20%) de obtener valores por debajo de f'_c lo que no satisface las hipótesis

estadísticas del Reglamento ACI-318 (1 en 100); y esto lo podemos verificar si calculamos con (11) y (13) el valor de f_{cR} que se debería aplicar para la dispersión obtenida :

$$f_{cR} = 210 + 1.34 \times 24.89 = 243 \text{ , y además}$$

$$f_{cR} = 210 - 35 + 2.33 \times 24.89 = 233$$

Luego, el valor promedio de tres ensayos consecutivos con la dispersión hallada debería ser de 243 Kg/cm² para tener la seguridad de no obtener resultados que incumplan con lo prescrito por ACI-318, en consecuencia habría que incrementar la resistencia en obra hasta obtener en promedio el valor de f_{cR} calculado.

En este ejemplo se observa que pese a que la desviación estándar corresponde a un grado de control excelente, el valor de resistencia promedio obtenida en obra es peligrosa pues no obstante cumplir con las especificaciones, admite la posibilidad de que más adelante se obtengan ensayos de resistencia que no satisfagan los límites especificados.

8.4 CRITERIOS DEL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES.

El RNC incorporó en Febrero de 1,989 la Norma Técnica de Edificación E-060 (**Ref.8.7**) relativa a Concreto Armado, reemplazando al Capítulo VII, Título VIII del Reglamento Nacional de Construcciones, siendo la norma que establece los criterios para evaluar la resistencia en compresión del concreto además de reglamentar todos los aspectos del diseño en concreto armado.

La Norma E-060, en el Capítulo 4 - Calidad del Concreto, ha asumido los mismos criterios que establece ACI-318 para el caso de la resistencia en compresión, por lo que son aplicables las mismas Fórmulas (11), (13) y las **Tablas 8.5 y 8.6.**

Pese a no indicarse explícitamente en la norma, como sí lo hace ACI-318 en sus comentarios, se considera la misma probabilidad de falla de 1%, tal como se ha detallado en el acápite anterior, por lo que este concepto hay que tenerlo muy claro al momento de evaluar resultados, pues no se puede

pretender un 100% de resultados $\geq f_c$ cuando asumimos un f_{cR} calculado en la manera descrita.

Por lo tanto, la aplicación práctica de estos criterios del RNC es similar a lo mostrado en los Ejemplos 1 y 2 .

En la **Fig. 8.7** se muestra a manera de ilustración un gráfico de control de resultados de resistencia en obra, elaborado en base al procesamiento de los datos del Proyecto Majes mencionados anteriormente, comparados con el valor de f_{cR} calculado en base a la fórmula (11) que permite visualizar de manera muy práctica las dispersiones que se van obteniendo en los ensayos, siendo bastante simple con el auxilio de un computador personal y un programa de hoja de cálculo , el procesar la información rutinariamente y elaborar gráficos como el mostrado, con la frecuencia que sea necesaria para hacer las correcciones oportunas en los diseños.

Finalmente, debemos insistir en la necesidad de que los responsables de los diseños y especificaciones técnicas en los proyectos en concreto, definan con precisión y detalle los criterios y consideraciones para evaluar resultados de ensayos en compresión, aplicando los criterios generales ya expuestos, asumiendo los establecidos por los Reglamentos de diseño, o estableciendo otros particulares basados en consideraciones probabilísticas valederas ya que es frecuente encontrar en las obras ambigüedades sobre estos aspectos, o exigencias que superan las consideraciones técnicas sin un sustento estadístico realista.

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 8.1) ACI-318-95.- " Building Code Requirements for Reinforced Concrete".- American Concrete Institute.- USA,1995.
- 8.2) Reglamento Nacional de Construcciones.- Norma E-060-Concreto Armado, Perú,1989.
- 8.3) ACI-214-77(Reapproved 1989).-" Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete".- American Concrete Institute.- USA,1993.
- 8.4) ACI-214.3R-88.-" Simplified Version of the Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete".- American Concrete Institute.- USA,1993.
- 8.5) Spiegel M..- " Statistics " .- Editorial Mc Graw-Hill.- USA,1980.
- 8.6) ASTM STP-15C.- " Manual of Quality Control Of Materials".- American Society for Testing and Materials.- USA, 1971
- 8.7) ININVI.- Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. Norma Técnica de Edificación E-060 - Concreto Armado. Lima, 1989

-----OO-----

CAPITULO 9

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO NORMALES

9.0 INTRODUCCION.

El diseño de mezclas de concreto, es conceptualmente la aplicación técnica y práctica de los conocimientos científicos sobre sus componentes y la interacción entre ellos, para lograr un material resultante que satisfaga de la manera más eficiente los requerimientos particulares del proyecto constructivo.

Es usual el suponer que esta técnica consiste en la aplicación sistemática de ciertas tablas y proporciones ya establecidas que satisfacen prácticamente todas las situaciones normales en las obras, lo cual está muy alejado de la realidad, ya que es en esta etapa del proceso constructivo cuando resulta primordial la labor creativa del responsable de dicho trabajo y en consecuencia el criterio personal.

En la Tecnología del concreto moderna es una premisa básica el que no se puede separar el diseño de mezcla, del proceso constructivo en su integridad, ya que entre ambos existe una correspondencia biunívoca, pues para cada obra existen condicionantes ambientales, de diseño estructural, de materiales, mano de obra, equipo, etc., que necesariamente requieren una solución original en lo que al diseño de mezcla se refiere.

Por otro lado, enfrentamos en la actualidad una tendencia muy marcada en los profesionales a rehuir el diseño de mezclas en las obras, encargando muchas veces estas labores a técnicos de laboratorio, que como sabemos, se trata por lo general en nuestro medio de personal normalmente empírico sin formación académica (ya que en el país existen muy pocas instituciones orientadas para instruirlos), y cuya habilidad es variable dependiendo de lo asimilado en forma práctica durante su experiencia laboral.

Un factor fundamental que debe hacernos reflexionar en la importancia de que esta labor sea llevada a cabo por profesionales consiste en la relación intrínseca que tiene el concreto y su optimización en el resultado final de una obra. No nos basta tener un buen proyecto estructural, excelente equipo, materiales adecuados y mano de obra calificada si finalmente no

logramos integrar todo esto mediante un diseño de mezcla que preparado, aplicado y controlado eficiente en la obra nos procure el éxito.

En este punto, hay que precisar contra lo que algunos piensan, que el objeto del diseño de mezcla no es llegar a obtener un valor de f'_c , pues dicho parámetro sólo mide una de las propiedades del concreto, luego no hay que perder de vista qué cosa deseamos del resto del comportamiento del concreto, y como podemos lograrlo, ya que normalmente la resistencia en compresión es lo mas simple de obtener, pero no nos garantiza el resto.

Existen en la actualidad una serie de métodos de diseño de mezclas que con mayor o menor refinamiento establecen tablas y/o gráficos para estimar cantidades de agua de amasado en función del tamaño máximo, geometría del agregado y el asentamiento; relaciones Agua/cemento a usar referidas a resistencias en compresión determinadas experimentalmente; las proporciones en que deben intervenir la piedra y la arena en base a gradaciones y consideraciones teóricas y/o prácticas etc.

Ante este panorama, hay que tener muy claro que no existe ningún método perfecto, ni que nos proporcione una receta infalible para solucionar todos los casos prácticos, por lo que las bondades de un método sobre otro residen finalmente en el criterio personal de quien los aplique, y los resultados que cada profesional con su conocimiento técnico y experiencia obtenga en obra.

En algunos proyectos, las especificaciones técnicas obligan al empleo de ciertos métodos de diseño de mezcla en particular, con lo que pensamos se limita la creatividad de quién finalmente debe diseñar e implementar las mezclas en obra.

Creemos personalmente, que las especificaciones técnicas de los proyectos deben establecer con mucha claridad y precisión el marco conceptual para el ejecutor con precisiones detalladas de los objetivos particulares en relación al concreto, tales como resistencia, condiciones de durabilidad, requisitos que deben cumplir los agregados, cemento, agua y aditivos, acabados especiales, limitaciones en cuanto a deformaciones, generación de calor, conductividad térmica, procesos constructivos, etc. siendo lo coherente el dejar en libertad al responsable de lograr esto en obra en cuanto a elegir el método de diseño de mezclas que desee en la medida que se garantice el cumplimiento de lo especificado y la calidad del producto final.

En el presente capítulo, evaluaremos algunos de los métodos mas difundidos y empleados en la actualidad, incidiendo principalmente en los aspectos conceptuales antes que en la rutina del cálculo que no tiene mayor dificultad y que es común a todos.

Cuando nos referimos a mezclas normales lo hacemos a concretos con densidades entre 2,300 a 2,400 Kg/m³ y resistencias máximas del orden de 350 a 400 Kg/cm², que en la actualidad no son difíciles de lograr si se optimizan adecuadamente todos los parámetros.

Para los efectos de estimar cantidades de agua de amasado, contenidos de aire atrapado, relaciones Agua/cemento, recomendaciones de asentamientos y aire incorporado, nos vamos a referir en todos los casos a las tablas elaboradas por el comité ACI-211.1-91 (*Ref.9.1*), ya que pese a no ser aplicables en forma absoluta para todos los casos, nos dan un punto de partida conservador y científicamente respaldado, para luego perfeccionar los parámetros en base a los resultados prácticos.

Debemos advertir finalmente que la etapa de diseño de mezclas de concreto antes que el fin de un proceso, representa sólo el inicio de la búsqueda de la mezcla más adecuada para el caso particular que abordemos, y ninguno de los métodos que trataremos puede soslayar la prueba definitiva que supone el empleo de los diseños en condiciones reales y su optimización en obra.

9.1 PARAMETROS BASICOS DE LOS METODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

a) El principio de los volúmenes absolutos.-

Todos los métodos de diseño de mezclas exactos, se basan en el principio de considerar en el cálculo, los volúmenes de los componentes sin incluir los vacíos entre ellos, de manera que sumados conjuntamente con el aire que atrapa el concreto suministren la unidad de medida que se esté adoptando, que usualmente es 1m³.

En consecuencia, se trabaja en los cálculos con el peso específico de los sólidos, también llamado gravedad específica o peso específico de masa,

sea en condición seca o saturada superficialmente seca, para obtener los volúmenes sólidos de los componente de modo de dosificarlos adecuadamente para lograr la unidad volumétrica de medida.

En la *Fig. 9.1* se puede apreciar un esquema que ilustra el principio indicado.

b) La Resistencia en compresión y la relación Agua/Cemento.-

Dado que por lo general la resistencia en compresión es un requisito fundamental que emana del proyecto estructural, o en algunas ocasiones el proyectista exige consideraciones especiales de durabilidad, se deriva entonces que un parámetro ineludible en el diseño de mezclas es la relación Agua/Cemento, pues como ya hemos visto al evaluar los conceptos sobre los materiales en el concreto, este parámetro regula dicho comportamiento. En el Capítulo 8 se ha estudiado con amplitud la manera de definir el f'_{cR} o resistencia promedio requerida en obra en función del f'_c especificado por el diseñador en base a exigencias del cálculo estructural, por lo que si este es el caso al tener que empezar a esquematizar un diseño de mezclas, contamos con todos los elementos de juicio para elegir el f'_{cR} mas adecuado.

En ciertas ocasiones, las condiciones de durabilidad de las estructuras de concreto por circunstancias de exposición y agresividad extrema al medio ambiente y las características de operatividad o uso, motivan que independientemente del f'_{cR} que ya conocemos, se deba asumir una relación Agua/Cemento muy baja que optimice la impermeabilidad, la resistencia a la abrasión y el desgaste, la resistencia a la agresión química etc. y que estará asociada consecuentemente a una resistencia en compresión generalmente superior a la necesaria por requerimientos estructurales.

Siendo el tema de la durabilidad bastante amplio, en el Capítulo 12, se trata en profundidad y se establecen una serie de criterios para elegir la relación Agua/Cemento más recomendable para cada caso particular, y así tener alternativas de decisión al respecto cuando las condiciones particulares así lo exijan.

En la *Tabla 9.1 (Ref.9.1)* se establecen cantidades aproximadas de agua de amasado para diferentes Tamaños máximos y asentamientos en concretos

con y sin aire incorporados, indicándose además en cada caso el % de aire correspondiente referido a la unidad de medida de volumen.

Tabla 9.1 .- Cantidades aproximadas de agua de amasado para diferentes slump, tamaño máximo de agregado y contenido de aire. (Ref. 9.1)

Slump	Tamaño máximo de agregado							
	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	4"
Concreto sin Aire incorporado								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	216	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160	-----
% Aire atrapado	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incorporado								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154	-----
% de Aire incorporado en función del grado de exposición								
Normal	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.0
Moderada	8.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Extrema	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

En la **Tabla 9.2 (Ref. 9.1)** se establecen relaciones Agua/Cemento vs f'_c a 28 días para concreto sin y con aire incorporado, que pueden usarse sin problemas para diseños de mezcla iniciales.

Los valores se han determinado experimentalmente para concreto sin aire incorporado con hasta 2% de aire atrapado, y tienen validez para concretos hasta con 6% de aire incorporado. Las resistencias corresponden a probetas cilíndricas estándar de 6" x 12" curadas en condiciones controladas y concreto con agregado grueso de tamaño máximo entre 3/4 a 1".

En la **Fig.9.2** se han graficado las relaciones de la **Tabla 9.2** para determinar por interpolación valores intermedios.

c) La granulometría de los agregados y el Tamaño Máximo de la piedra.-

Está generalizado mundialmente el criterio de utilizar las granulometrías o gradaciones de agregados que provean el mejor acomodo entre las partículas creando una estructura muy densa, resistente e impermeable y favoreciendo la trabajabilidad.

En este sentido existen una gran variedad de opciones en cuanto a como evaluar dichas gradaciones y como combinarlas, que dependen de la mayor o menor confiabilidad que se le asigne al sustento técnico de cada una, por lo que esta etapa es la que diferencia un método de diseño de otro.

No se pueden establecer pues criterios absolutos en este aspecto, pero sin embargo, casi todos usan de alguna manera el concepto del Módulo de Fineza por el sustento teórico y experimental del que ya hemos hablado en el Capítulo 5 ,con lo que constituye un parámetro que siempre está ligado de alguna manera al diseño.

Dentro de la granulometría, un factor importante, es el Tamaño Máximo del agregado y su forma. Está justificado experimentalmente que este factor influye en la cantidad de agua que requiere la mezcla para satisfacer condiciones de trabajabilidad , y así cuanto mayor sea el Tamaño del agregado y más redondeado, menor será el requerimiento de agua.

Esto se explica con mayor claridad con el concepto de la Superficie específica, ya tratado también en el Capítulo 5 y que representa el área superficial promedio de las partículas de agregado. Cuanto más fino y anguloso es el agregado supone mayor cantidad de partículas y una mayor área a ser cubierta por el agua para fines de trabajabilidad, y cuanto más

Tabla 9.2 .- Relación Agua/Cemento vs f'c. (Ref. 9.1)

f'c a 28 Días (Kg/cm2)	Relación Agua/Cemento en peso	
	Sin aire incorporado	Con aire incorporado
450	0.38	----
400	0.42	----
350	0.47	0.39
300	0.54	0.45
250	0.61	0.52
200	0.69	0.60
150	0.79	0.70

grueso y redondeado, se reduce consecuentemente la cantidad de partículas y el área involucrada.

No obstante, como bien lo menciona Enrique Rivva en su libro sobre diseño de mezclas de concreto (**Ref.9.2**) y el Comité ACI-211(91) (**Ref.9.1**) está confirmado científicamente que el criterio tradicional referido a que las mezclas con el mayor tamaño máximo de agregado grueso, producían los diseños mas resistentes, sólo es válido para mezclas de resistencia media y tamaños máximos entre 3/4" a 1 1/2", pero para mezclas ricas, las mayores resistencias se logran con tamaños máximos del orden de 1/2" a 3/8", concluyéndose en que el agregado grueso mayor de 1 1/2" únicamente contribuiría a mejorar resistencias cuando se trata de mezclas pobres.

No es usual en nuestro medio el requerir resistencias superiores a 350 Kg/cm² y excepcionalmente 420 Kg/cm² para los proyectos convencionales, por lo que estos conceptos referentes al tamaño máximo y las mayores resistencias rara vez se someten a experimentación en nuestro país con los agregados disponibles, salvo a nivel académico y en forma limitada, por lo que sería sumamente importante profundizar en este aspecto con los materiales locales para determinar las posibilidades existentes.

El tamaño máximo está además muy relacionado con la disposición y facilidades de colocación del concreto en los encofrados así como el tipo de estructura, por lo que se recomienda usualmente que no sea mas de 1/3 del espesor de las losas, 1/5 de la mínima dimensión de los encofrados, ni más de 3/4 del espacio mínimo en el acero de refuerzo, pero esto no es limitativo si se puede demostrar en obra la eficiencia de diseños con tamaño mayor.

d) La trabajabilidad y su trascendencia.-

La trabajabilidad constituye el parámetro más manejado por los que diseñan, producen y colocan concreto, sin embargo es el más difícil de definir, evaluar y cuantificar en términos absolutos.

Se define como el mayor o menor trabajo que hay que aportar al concreto en estado fresco en los diferentes procesos de fabricación, transporte, colocación, compactación y acabado.

Usualmente recurrimos al slump como evaluación de esta característica, pero la experiencia demuestra que es una manera sumamente limitada de evaluarla pues sólo resulta un indicador de la cantidad de agua en la mezcla. En el Capítulo 7 se ha profundizado bastante en este aspecto siendo importante recalcar que es un elemento de juicio muy útil pero no hay que tergiversar su trascendencia.

En la **Tabla 9.3 (Ref.9.1)** se recomiendan diferentes asentamientos en relación con el tipo de estructura, siendo sólo referenciales y no limitativos.

Finalmente, en relación a los parámetros básicos y las Tablas recomendadas hay que tener siempre presente que los diseños de mezcla los hacemos inicialmente asumiendo que las condiciones de temperatura y, humedad son las standard (20 °C, 70% de Humedad relativa), lo cual difiere por lo general de las condiciones reales, por lo que no deben perderse de vista nunca estos factores al diseñar y evaluar un diseño de mezcla, ya que puede trastornar nuestras premisas y resultados.

9.2 PASOS GENERALES EN LOS METODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS.

Asumiendo que se conocen todas las características de los materiales como son el tipo de Cemento elegido y sus propiedades, los agregados y sus pesos específicos y pesos unitarios secos, granulometrías, humedades, absorciones y las condiciones particulares de la obra a ejecutar, todos los métodos aplican los siguientes pasos :

- 1) Establecimiento de la cantidad de agua por m³ de concreto en función de las condiciones de trabajabilidad, el Tamaño Máximo de los agregados y ocasionalmente el Tipo de Cemento. **(Tabla 9.1)**
- 2) Definición de la relación Agua/Cemento en peso en base a la resistencia en compresión solicitada o requisitos de durabilidad. **(Tabla 9.2)**
- 3) Cálculo de la cantidad de cemento en peso en función de la Relación Agua/Cemento y la cantidad de agua definidas en 1 y 2) :

Peso del Agua (Kg)

$$\text{Cemento (Kg)} = \frac{\quad}{\text{Relación A/C}}$$

Tabla 9.3 .- Asentamientos recomendados para diversos tipos de obras. (Ref. 9.1)

Tipo de Estructuras	Slump máximo	Slump mínimo
Zapatas y muros de cimentación reforzados.	3"	1"
Cimentaciones simples y calzaduras.	3"	1"
Vigas y muros armados	4"	1"
Columnas	4"	2"
Losas y pavimentos	3"	1"
Concreto Ciclópeo	2"	1"

Notas :

- 1) El slump puede incrementarse cuando se usan aditivos, siempre que no se modifique la relación Agua/Cemento ni exista segregación ni exudación.
- 2) El slump puede incrementarse en 1" si no se usa vibrador en la compactación.

- 4) Cálculo de los volúmenes absolutos del agua y el cemento :

$$\text{Vol. Abs. Cemento (m}^3\text{)} = \frac{\text{Peso del Cemento (Kg)}}{\text{Peso Espec. Cemento (Kg/m}^3\text{)}}$$

$$\text{Vol. Abs. Agua (m}^3\text{)} = \frac{\text{Peso del Agua (Kg)}}{\text{Peso Espec. Agua (Kg/ m}^3\text{)}}$$

- 5) Estimación del porcentaje de aire por m³ y el volumen absoluto que atraparé el concreto en función de las características granulométricas de los agregados. (**Tabla 9.1**)
- 6) Obtención del volumen absoluto que ocuparán los agregados, restando de 1 m³ los volúmenes hallados de cemento, agua y aire.

Volumen Absoluto de Agregados =

$$= 1 \text{ m}^3 - \text{Vol.Abs.Cemento(m}^3\text{)} - \text{Vol.Abs.Agua (m}^3\text{)} - \text{Vol.Aire(m}^3\text{)}$$

- 7) Definición de la proporción en volumen absoluto en que intervendrán el agregado grueso y el fino en la mezcla. (Por el método preferido)

K = Porcentaje en que interviene la piedra

K-1 = Porcentaje en que interviene la arena

- 8) Distribución del volumen obtenido en 6) en la proporción definida en 7).

$$\text{Vol.Abs.Piedra (m}^3\text{)} = K \times \text{Vol.Abs.Agregados (m}^3\text{)}$$

$$\text{Vol.Abs.Arena (m}^3\text{)} = (K-1) \times \text{Vol.Abs.Agregados (m}^3\text{)}$$

- 9) Cálculo de los pesos que corresponden a los volúmenes de agregados obtenidos en 8) utilizando los pesos específicos secos :

$$\text{Peso Piedra(Kg)} = \text{Vol.Abs.Piedra(m}^3\text{)} \times \text{Peso.Espec.Piedra (Kg/m}^3\text{)}$$

$$\text{Peso Arena(Kg)} = \text{Vol.Abs.Arena(m}^3\text{)} \times \text{Peso.Espec.Arena (Kg/m}^3\text{)}$$

10) Corrección por humedad y absorción del diseño.

a) Peso de la Piedra húmeda (Kg) =

$$= \text{Peso seco Piedra(Kg)} \times (1 + \text{Humedad Piedra en valor absoluto})$$

b) Peso de la Arena húmeda (Kg) =

$$= \text{Peso seco Arena(Kg)} \times (1 + \text{Humedad Arena en valor absoluto})$$

c) Balance Agua en la Piedra =

(Puede ser positivo o negativo)

$$= \text{Humedad Piedra} - \text{Absorción Piedra (Valores absolutos)}$$

d) Balance Agua en la Arena =

(Puede ser positivo o negativo)

$$= \text{Humedad Arena} - \text{Absorción Arena (Valores absolutos)}$$

e) Contribución de Agua por la Piedra (Kg) =

(Puede ser positiva o negativa, es decir añadir o quitar agua)

$$= \text{Balance Agua en la piedra} \times \text{Peso Piedra húmeda (Kg)}$$

f) Contribución de Agua por la Arena (Kg) =

(Puede ser positiva o negativa, es decir añadir o quitar agua)

$$= \text{Balance Agua en la Arena} \times \text{Peso Arena húmeda (Kg)}$$

g) Agua Final en el diseño =

$$\text{Agua (Kg)} - \text{Contrib. Agua Piedra(Kg)} - \text{Contrib. Agua Arena(Kg)}$$

- 11) Diseño Final :
Agua Final (Kg), Peso Húmedo Piedra(Kg), Peso Húmedo Arena (Kg), Peso Cemento (Kg)
- 12) Elaboración del diseño final en laboratorio y a escala de obra para la verificación práctica de sus propiedades con objeto de confirmarlo o corregirlo.

Como se aprecia, los diseños se calculan inicialmente en base a los pesos secos de los agregados para luego corregirlos al establecer su condición de humedad real, sin embargo la experiencia demuestra que esto es sólo una aproximación que hay que corregir en forma práctica al ejecutar las mezclas de prueba.

Hay que tener presente al usar aditivos (que normalmente son líquidos), el incluir su intervención cuantificándolos como parte del agua de mezcla en el cálculo de la relación Agua/Cemento.

9.3 EL METODO TRADICIONAL DEL ACI Y SUS ALCANCES.

El Método original del ACI data del año 1944, habiendo experimentado relativamente muy pocas variantes sustantivas hasta la última versión emitida por el Comité 212.1 el año 1991.

Está basado en que los agregados cumplan con los requisitos físicos y granulométricos establecidos por ASTM C-33 (*Ref.9.3*), define el agua de mezcla empíricamente en función del Tamaño Máximo del agregado y del slump como medida de trabajabilidad (*Tabla 9.1*), establece de manera empírica el volumen de agregado grueso compactado en seco en función del Tamaño Máximo de la piedra y el Módulo de Fineza de la arena exclusivamente (*Tabla 9.4*) ,y correlaciona la relación Agua/Cemento en peso con la Resistencia en compresión (*Tabla 9.2*).

Las principales deficiencias de este método residen en que no está concebido para agregados marginales ni condiciones constructivas especiales.

Por otro lado, por motivos de simplificación no evalúa la granulometría integral de la mezcla de agregados, asumiendo que los valores empíricos de

agregado grueso en función del Módulo de Fineza. de la arena cubren todas las posibilidades, lo cual no es cierto en la práctica pues no distingue entre

Tabla 9.4 .- Volumen de agregado grueso compactado en seco por metro cúbico de concreto. (Ref. 9.1)

Tamaño Máximo de agregado	Volumen de agregado grueso compactado en seco para diversos módulos de finza de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
1"	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2"	0.75	0.73	0.71	0.69
2"	0.78	0.76	0.74	0.72
3"	0.82	0.79	0.78	0.75
6"	0.87	0.85	0.83	0.81

agregados angulosos y redondeados ni entre zarandeados y chancados, ni entre densos y porosos.

Adicionalmente, está comprobado que este método tiende a producir concretos pedregosos, ya que responde a la idea tradicional de la época en que se originó, de que estos son los diseños más económicos pues necesitan menos agua y consecuentemente menos cemento para obtener determinada resistencia.

La única variante desde su aparición original ha sido admitir la posibilidad de modificar el contenido de piedra en $\pm 10\%$ dependiendo de la mayor o menor trabajabilidad que se desee a criterio del que diseña.

Se puede concluir pues, contra la tendencia generalizada localmente de aplicar este método sin ninguna reserva, que no ofrece la garantía de obtener diseños satisfactorios, sobre todo cuando debemos usar agregados marginales o necesitamos concretos sumamente plásticos, bombeables y trabajables, como es el caso de los arquitectónicos; no obstante, queda a criterio del diseñador su aplicación recordando sus limitaciones.

A continuación como demostración de la manera de aplicar el método del ACI desarrollaremos el siguiente ejemplo, que ha sido transcrito de la **Ref. 9.1** :

Ejemplo N° 1.-

Se desea diseñar una mezcla por el Método del ACI, con las siguientes consideraciones :

◇ $f_{cr} = 240 \text{ Kg/cm}^2$

◇ Slump 3" a 4"

◇ Características físicas de la Arena :

Peso específico Seco	= 2,640 Kg/m ³
Módulo de Fineza	= 2.8
Absorción	= 0.7%
Humedad	= 6%

◇ Características físicas de la Piedra :

Tamaño Máximo	= 1 1/2"
Peso específico Seco	= 2,680 Kg/m ³

Peso unitario compactado seco	= 1,600 Kg/m ³
Absorción	= 0.5 %
Humedad	= 2%
◇ Cemento Tipo I :	
Peso específico	= 3,150 Kg/m ³
◇ Agua:	
Peso específico	= 1,000 Kg/m ³
◇ Concreto sin aire incorporado	

Cálculos.-

- 1) Volumen de Agua (**Tabla 9.1**) :

$$181 \text{ Kg}/1000 \text{ Kg/m}^3 = 0.181\text{m}^3$$
- 2) Volumen de cemento :
 De la **Tabla 9.2** se obtiene una relación A/C = 0.62 lo que implica

$$\text{Cemento} = 181 \text{ Kg}/0.62 = 292 \text{ Kg}$$
 convirtiendo el peso en volumen absoluto obtenemos

$$292 \text{ Kg}/3,150 \text{ Kg/m}^3 = 0.093\text{m}^3$$
- 3) Volumen de agregado grueso :
 De la **Tabla 9.4** en base al módulo de fineza de la arena (2.8) se obtiene un valor de 0.71m³ compactado, que para transformarlo en volumen absoluto, hay que multiplicar por el Peso Unitario y dividir por el Peso específico

$$(0.71\text{m}^3 \times 1,600 \text{ Kg/m}^3)/2,680 \text{ Kg/ m}^3 = 0.424 \text{ m}^3$$
- 4) De la **Tabla 9.1** se estima el Volumen de aire = 0.010m³

5) Se suman los volúmenes calculados hasta aquí :

Volumen de Agua	= 0.181 m ³
Volumen de cemento	= 0.093 m ³
Volumen de agregado grueso	= 0.424 m ³
Volumen de aire	= 0.010 m ³
TOTAL	= 0.708 m³

6) Se resta el valor total obtenido en 5) de 1m³ para obtener el volumen absoluto de arena

$$1.000 \text{ m}^3 - 0.708 \text{ m}^3 = 0.292 \text{ m}^3$$

7) Se calculan los pesos en base a los volúmenes obtenidos multiplicándolos por sus pesos específicos :

Elemento	Volumen Absoluto en m ³ (1)	Peso Específico en Kg/ m ³ (2)	Peso en Kg (1) x (2)
Agua	0.181	1,000	181
Cemento	0.093	3,150	292
Piedra (seca)	0.424	2,680	1,136
Arena (seca)	0.292	2,640	771
Aire	0.010	-----	
TOTALES	1.000		2,380

8) Se corrige por absorción y humedad :

$$\text{La piedra húmeda pesará : } 1,136 \text{ Kg} \times 1.02 = 1,159 \text{ Kg}$$

$$\text{La arena húmeda pesará : } 771 \text{ Kg} \times 1.06 = 817 \text{ Kg}$$

$$\text{Balance de agua en la piedra : } (0.02-0.005) = 0.015$$

$$\text{Balance de agua en la arena : } (0.06-0.007) = 0.053$$

$$\text{Contribución Agua Piedra : } 1,159 \text{ Kg} \times 0.015 = 17 \text{ Kg}$$

Contribución Agua Arena : $817 \text{ Kg} \times 0.053 = 43 \text{ Kg}$

El agua de mezcla corregida será :

Agua Final = $181 \text{ Kg} - 17 \text{ Kg} - 43 \text{ Kg} = 121 \text{ Kg}$

9) Diseño Final para 1m^3 de concreto :

Agua	121 Kg
Cemento	292 Kg
Piedra	1,159 Kg
Arena	817 Kg
TOTAL	2,389 Kg

9.4 METODOS BASADOS EN CURVAS TEORICAS.

Estos métodos difieren substancialmente con el del ACI en la manera de evaluar la mezcla de agregados en el diseño.

Asumen normalmente distribuciones granulométricas de tipo parabólico, que representan la gradación óptima del agregado total o en algunos casos de los agregados y el cemento, pues algunos investigadores estiman que debe considerarse la granulometría total de los sólidos.

Su validez reside en que aborda la granulometría integral del agregado en la mezcla de concreto, ajustándola a gradaciones teóricas que producen estructuras densas y compactas.

El ajuste a dichas curvas consiste en establecer la proporción de mezcla de arena y piedra que más se acerque a la gradación teórica elegida, lo cual se hace evaluando las áreas comprendidas entre la mezcla propuesta y la curva teórica de modo que se equilibren las que están por encima y debajo de ésta.

Tienen la ventaja de ser fáciles de calcular y utilizar para un Tamaño máximo de agregado establecido, pero la desventaja es que nunca es posible en la práctica obtener una mezcla de agregados que cumpla perfectamente con dicha gradación dado que es ideal, sin embargo nos

permite una aproximación técnica a la granulometría óptima para llegar a mezclas mas densas y trabajables.

En la **Tabla 9.5(Ref.9.4)** se pueden apreciar varias de las curvas teóricas más usadas en el diseño de mezclas, dependiendo del criterio del diseñador y su experiencia en los resultados obtenidos para emplear la más adecuada a cada caso particular.

La mecánica de cálculo para el diseño es similar a la del ACI, con excepción del paso 3) del Ejemplo1, que se reemplaza por la proporción que se obtenga del análisis con la curva elegida.

En la **Fig.9.3** se han graficado algunas de las curvas teóricas, y en la **Fig.9.4** se muestra un ejemplo de ajuste de una mezcla de agregados en varias proporciones, con la Parábola de Bolomey que personalmente usamos con frecuencia.

9.5 METODOS BASADOS EN CURVAS EMPIRICAS.

Estos métodos abordan también el análisis total de la mezcla de agregados para ajustarla a husos o rangos granulométricos basados en información estadística empírica.

Son muy usados en Europa, donde por un lado las canteras están muy definidas y estudiadas estadísticamente, y por el otro las regiones son pequeñas ,lo que permite hacer generalizaciones que funcionan bastante bien en la práctica.

Se establecen husos para diferentes Tamaños máximos de agregados, tipos de agregados y condiciones de colocación del concreto, lo que representa una gran ayuda para lograr diseños eficientes de manera práctica.

En nuestro medio, no deben usarse curvas experimentales foráneas indiscriminadamente, ya que la realidad y variabilidad de nuestros agregados puede inducir a error en las estimaciones, por lo que es recomendable emplearlas con precaución, pues de otro modo serán más los problemas que las ventajas que se obtendrán al querer optimizar diseños.

Sólo como ilustración, en las **Fig.9.5 y 9.6** se pueden apreciar alguna curvas empíricas establecidas por las Normas DIN y las Normas Británicas para diseño de mezclas.

Tabla 9.5.- Curvas Granulométricas teóricas. (Ref. 9.4)

FORMULA GENERAL	$y = g \left(\frac{D}{d} \right)^i + (100 - g) \times \left(\frac{d}{D} \right)^h$
------------------------	--

AUTOR	PARAMETROS			LIMITES OPTIMOS		NOTAS
	<i>g</i>	<i>i</i>	<i>h</i>	<i>n</i>	<i>D</i>	
Fuller y Thompson	0	--	0.5	6	5 a 100	(1)
				9	20 a 40	(1)
EMPA	50	1	0.5	4	15 a 30	(1)
				6	3 a 8	(1)
Popovics	$15 \left(1 - \frac{3}{n} \right)$		$\frac{0.5}{1 - \frac{1.6}{n}}$	4 a 10	5 a 100	(1)
Bolomey	8 a 10	0	0.5	6 a 8	20 a 80	(2)
	10 a 12	0	0.5	6 a 8	20 a 80	(3)
Caquot y Faury	$\frac{100}{2386D^{1/5}-1}$	0	0.20			(2)
		0	0.20			(2)
Popovics	15	0	0.50	4 a 10	5 a 100	(2)
Popovics	20	0	0.56	4 a 10	25 a 150	(2)
Popovics	$\frac{100}{n+1}$	0	0.50	6	5 a 100	(2) , (4)
<u>PARAMETROS</u>				<u>NOTAS</u>		
<i>y</i> = % Pasante acumulativo <i>d</i> = Abertura del Tamiz. <i>D</i> = Tamaño máximo de partículas <i>n</i> = Relación Agregado / Cemento en peso Agregado = Arena y piedra Asentamiento = 3" a 5"				(1) Sólo para Agregado (2) Mezcla Cemento - Agregado (3) Mezcla Cemento - Agregado chancado (4) Agregado con gradación Fuller		

En la **Fig.9.7** se grafican los husos granulométricos recomendados por el Comité 304.2R-91(**Ref.9.4**) para concreto bombeado.

Finalmente hay que indicar que debemos tratar de acopiar información estadística local y regional que permita en un futuro, establecer husos granulométricos que puedan ser incluidos en los Reglamentos de construcción, de modo de lograr un avance práctico en cuanto al empleo de agregados y los métodos de diseño de mezcla en el Perú.

9.6 EL METODO DEL MODULO DE FINEZA TOTAL.(Ref.9.5 y 9.6)

Toma el Módulo de Fineza Total de la mezcla de agregados como elemento fundamental para evaluar su habilidad en satisfacer determinado diseño de mezcla.

El sustento teórico reside en que es proporcional al promedio logarítmico del tamaño de las partículas para una cierta distribución granulométrica, y experimentalmente está demostrado que independientemente de la granulometría, los concretos con igual modulo de fineza total de los agregados, tienen dentro de ciertos límites los mismos requerimientos de agua, características resistentes y trabajabilidad.

En la **Fig.9.8(Ref. 9.7)**. se presentan 13 granulometrías totales muy disímiles con la particularidad de tener un módulo de fineza común, con las que se investigó la repercusión en las características resistentes y de trabajabilidad en mezclas con igual contenido de cemento y relaciones Agua/Cemento.

En la **Tabla 9.6** se consignan los resultados obtenidos, que demuestran que manteniendo el módulo de fineza total constante independientemente de la granulometría, se mantienen también constantes la trabajabilidad y la resistencia. Es evidente que esta conclusión tiene sus limitaciones, pero en nuestra experiencia en obra hemos podido comprobar que se verifica con mucha aproximación en la mayoría de los casos.

En base a esto varios investigadores han establecido Módulos de Fineza Optimos para ciertas condiciones de contenido de cemento, Tamaño máximo y tipo de agregados que permiten una aproximación práctica muy buena a los diseños mas eficientes.

Tabla 9.6 .- Resultados de pruebas en concretos con granulometrías diferentes e igual módulo de fineza total. (Ref. 9.7)

Código de Granulometría	Peso Unitario del Concreto (Kg/m3)	Desplazamiento en mesa de flujo (cm)	Resistencia en compresión (Kg/cm2)
1	2,400	48	365
2	2,400	46	363
3	2,400	46	352
4	2,380	48	370
5	2,350	52	345
6	2,410	45	354
7	2,390	49	351
8	2,380	52	363
9	2,340	46	305
10	2,370	50	350
11	2,360	52	344
12	2,410	50	341
13	2,390	47	333

En la **Tabla 9.7(Ref.9.7)** se pueden apreciar Módulos de Fineza óptimos que se emplean para diseño de mezclas con las recomendaciones prácticas para su uso.

Para encontrar de manera simple la proporción de mezcla de dos agregados conocidos para acercarnos al Modulo de Fineza óptimo, es muy útil la siguiente relación que fue deducida en el Capítulo 5 :

$$\mathbf{MF_{(P+A)} \text{ en Peso} = \%P \times MF_P + \% A \times MF_A}$$

Donde :

$M.F._{(P+A)}$	= M.de fineza de la mezcla de los agregados P y A.
$\% P$	= % en peso en que interviene P en la mezcla.
$\% A$	= % en peso en que interviene A en la mezcla.
$M.F._{(P)}$	= Módulo de fineza del agregado P.
$M.F._{(A)}$	= Módulo de fineza del agregado A.

La deficiencia del Método del Módulo de fineza total estriba en que obvia el análisis detallado de la granulometría de la mezcla, basándose sólo en el promedio que representa, lo cual en algunos casos tiende a subestimar la importancia de los finos, por lo que lo recomendable es aplicarlo conjuntamente con alguna curva teórica para una verificación adicional.

Actualmente, es uno de los métodos mas usados en Tecnología del Concreto pues ha demostrado que permite un acercamiento técnico inmediato a los diseños con mayor probabilidad de satisfacer la mayoría de requisitos en el concreto, y por otro lado, tiene una utilidad primordial en el control de los diseños de mezcla en producción, pues haciendo los ajustes en las mezclas de modo que permanezca constante el módulo de fineza total del diseño, se garantiza estabilidad y uniformidad en los requerimientos de agua y resistencias.

Cuando durante producción, el diseño en uso requiere más agua de la diseñada, es indicativo que el módulo de fineza total se ha reducido al haber cambiado la granulometría total volviéndose mas fina (normalmente debido a variaciones en la arena) lo que amerita una corrección cambiando las proporciones de mezcla reduciendo arena y aumentando piedra para volver al módulo de fineza original.

Tabla 9.7 .- Módulos de fineza totales óptimos establecidos para mezclas de arena y piedra por Walter y Bartel. (Ref. 9.6)

Tamaño Máximo	Contenido de Cemento en Kg por m3 de Concreto							
	167	223	279	334	390	446	502	557
3/8"	3.9	4.1	4.2	4.4	4.6	4.7	4.9	5.0
1/2"	4.1	4.4	4.6	4.7	4.9	5.0	5.2	5.4
3/4"	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.5	5.7	5.8
1"	4.9	5.2	5.4	5.5	5.7	5.8	6.0	6.1
1 1/2"	5.4	5.6	5.8	6.0	6.1	6.3	6.5	6.6
2"	5.7	5.9	6.1	6.3	6.5	6.6	6.8	7.0

Nota :

Los valores son válidos para arena natural y piedra zarandeada redondeada, pudiendo reducirse entre 0.25 a 1.0 si el agregado es chancado y de forma alargada con aristas agudas.

Cuando se da el caso inverso, en que durante producción el diseño se "suelta" sin haberse añadido más agua, es síntoma de que aumentó el módulo de fineza total y la granulometría total se hizo mas gruesa (normalmente debido a variaciones en la piedra)por lo que como en el caso anterior habrá que ajustar las proporciones para volver al Módulo de Fineza original.

En condiciones de agregados normales, variaciones de ± 0.2 en el módulo de fineza total no deben reflejarse modificando alguna de las características originales de los diseños.

En las **Fig.9.9 y 9.10** se muestra a título ilustrativo un ejemplo práctico de diseño de mezcla con agregados de Arequipa, aplicando el método del módulo de fineza total conjuntamente con la Parábola de Bolomey, y en la **Tabla 9.8** se compara los resultados con un diseño efectuado con el Método del ACI.

9.7 OPTIMIZACION DE DISEÑOS DE MEZCLA EN OBRA.

Todos los métodos mencionados resultan una aproximación a la solución final mientras no se prueben en obra. Dentro de este contexto, es muy poco probable que con un sólo diseño de mezcla que hagamos acertemos tanto la resistencia como el resto de requisitos, por lo que es necesario optimizarlos mediante otros diseños.

Una recomendación útil antes de entrar a optimizar resistencias, consiste en evaluar cualitativamente varios diseños teóricos desde el punto de vista de la trabajabilidad, segregación, exudación etc. mediante pruebas de slump, factor de compactación, segregación, velocidad de exudación etc., para lo cual influye mucho la apreciación personal, bastando inicialmente preparar tandas pequeñas a nivel de laboratorio, para evaluar estas propiedades y elegir la mezcla de agregados que consideramos mas adecuada dentro de las opciones teóricas disponibles.

La siguiente recomendación apunta hacia optimizar resistencia y lograr economía y consiste en probar desde un inicio con por lo menos 3 diseños de mezcla teóricos (con el método que más nos guste pero usando la proporción de mezcla de agregados que hemos evaluado sólo cualitativamente) donde manteniendo constante la granulometría de la mezcla de agregados y la cantidad de Agua, hagamos variar la relación Agua/Cemento dentro de un rango que asegure que obtengamos la resistencia requerida.

Tabla 9.8 .- Diseño comparativo de mezclas de concreto usando el método del ACI y el del módulo de fineza total.

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES						
Elemento	Procedencia	Peso Especifico (Kg/m3)	Peso Unitario Compactado en seco (Kg/ m3)	Módulo de Fineza	Absorción (%)	Humedad (%)
Cemento I P	Yura	2,910	1,300	----	----	----
Arena	Chiguata	2,450	1,570	2.52	1.7	1.0
Piedra 1"	Chiguata	2,350	1,430	7.29	4.4	1.0
Agua	Majes	1,000	----	----	----	----

ELEMENTO	METODO DEL ACI		METODO DEL MODULO DE FINEZA TOTAL		REFERENCIAS
	Peso (kg)	Volumen Absoluto (m3)	Peso (kg)	Volumen Absoluto (m3)	
Agua	195	0.195	195	0.195	Tabla 9.1 o experiencia práctica.
Cemento	368	0.126	368	0.126	Tabla 9.2 y peso específico del cemento
Piedra	1,001	0.426	858	0.365	Tabla 9.4, M.F. del arena Tabla 9.7 o análisis de mezcla de agregados (p.e. Tabla 9.5)
Arena	582	0.238	732	0.299	Cálculo por diferencia con 1m3
Aire	----	0.015	----	0.015	Tabla 9.1
Total	2,146	1.000	2,152	1.000	
INFORMACION COMPLEMENTARIA					REFERENCIAS
f'c requerido	310 Kg/cm2		310 Kg/cm2		Especificado
Relación A/C	0.53		0.53		Tabla 9.2
Slump	3" a 4"		3" a 4"		Tabla 9.3 o especificado

En la Fig. 9.11 se grafican las resistencias obtenidas en un caso real para 3 diseños de mezcla establecidos con este criterio, donde se deseaba determinar la relación Agua/Cemento para obtener una resistencia en compresión de 285 Kg/cm², apreciándose que del gráfico resultante se puede interpolar la resistencia que deseamos, con su relación Agua/Cemento correspondiente para en base a esto hacer un nuevo diseño que se acerque mas al óptimo de resistencia.

El nuevo o nuevos diseños hay que probarlos luego en forma definitiva a escala de obra e ir corrigiéndolos paulatinamente en base a las consideraciones de dispersión estadística que ya tratamos en el Capítulo 8. Una práctica usual consiste en hacer una optimización preliminar antes de que las probetas de control tengan 28 días de edad (normalmente a 7 días), ya que es muy frecuente el tener la necesidad de contar con diseños aprobados a la brevedad.

Esto puede hacerse, pero es necesario tener información confiable del desarrollo de resistencia con la edad del cemento que estemos utilizando pues vamos a extrapolar resistencias de 7 días proyectándolas a 28 días, lo cual puede ser riesgoso si no se toman los factores de seguridad adecuados. Es recomendable en estos casos, además del f_{cr} que se obtenga del análisis estadístico, utilizar un factor de seguridad de al menos 1.2 para no tener problemas con la extrapolación aludida, partiendo del hecho que disponemos de información confiable sobre el desarrollo de resistencia en el tiempo del cemento que estemos utilizando.

Finalmente queremos hacer notar que es corriente en nuestro medio el dosificar en volumen pese a tenerse los diseños en peso, debido a razones de tipo práctico, en que se piensa es más complicado, más caro e insume más tiempo el hacerlo en peso en obras pequeñas.

Hemos llevado a cabo una investigación que se aprecia en el gráfico de la Fig. 9.12 que establece la diferencia entre el peso unitario compactado en seco estándar que se usa para hacer los cálculos de conversión de diseño en peso a diseño en volumen, con el peso unitario suelto, que es la condición real como se mide en obra, donde se encuentran diferencias del orden del 9.5%, que reflejadas en la dosificación en volumen representan que en la práctica ponemos menos agregados de lo que indica el diseño y en consecuencia mas cemento con efectos económicos negativos, que cuantificados pueden ser del orden del 5% a 8% en costo adicional del

cemento dependiendo de la mayor ó menor dispersión en las labores y el tipo de diseño.

Esto debe hacernos reflexionar sobre la conveniencia de desarrollar la costumbre de usar equipo de obra que dosifique en peso, lo cual no resulta difícil en obras pequeñas si se provee el uso de una balanza de plataforma de tipo comercial de 250 a 500 Kg de capacidad cuyo precio es económico, y el carguío se realiza con carretillas taradas, con lo que se comprobará que se obtienen ventajas en calidad del concreto y ahorro de cemento.

----OO----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 9.1) ACI-211.1-91.- "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete" - USA, 1993.
- 9.2) Rivva Enrique.- Tecnología del Concreto.- Diseño de Mezclas.- Editorial Hozlo.- Perú, 1992.
- 9.3) ASTM Standard C-33.- "Standard specification for Concrete aggregates". 1986
- 9.4) ACI-304.2R-91.- "Placing Concrete by Pumping Methods" - USA, 1993.
- 9.5) Popovics Sandor.- "Concrete : Making Materials" Edit. MacGraw Hill-1979.
- 9.6) Palotás L.- "The practical significance of the Fineness Modulus of Abrams".- Budapest 1933
- 9.7) Walker S., Bartel F.- "discussion of a paper by M.A. Swayze and E. Gruenwald - A Modification of the Fineness Modulus Method.- ACI Journal Vol. 43, Part 2, Dic 1987.

-----OO-----

CAPITULO 10

CONCRETOS ESPECIALES

10.0 INTRODUCCION

La clasificación de concretos especiales es actualmente sumamente amplia, y está relacionada tanto con variantes o adiciones en los componentes tradicionales, para satisfacer requisitos muy particulares, como con innovaciones en los equipos de producción, colocación y compactación que motivan el efectuar diseños de mezclas con características que difieren bastante de los concretos de uso corriente.

En este Capítulo no pretendemos tratar con gran detalle toda la variedad de concretos especiales, pues por un lado no sería realista desarrollar métodos de diseño de mezcla para concretos que nunca se han hecho en el país y que posiblemente tome mucho tiempo el introducirlos, por lo que hemos preferido dar una visión general de los principales, y abordar con cierto detalle algunos en los cuales hemos tenido experiencia directa, y que podrían servir al lector en un caso práctico.

Sólo como ilustración, para tener una visión general de las amplias posibilidades de la tecnología del concreto actual en cuanto a concretos especiales, haremos una enumeración y descripción sucinta de algunos de ellos, siendo importante tener presente que los principios y la técnica para ejecutar diseños de mezcla para estos concretos y aplicarlos en obra, es accesible para cualquiera si profundiza en la bibliografía técnica disponible.

Siendo evidente que algunos de ellos requieren insumos importados o equipo especial que implica cierta inversión, queda en manos de los entidades contratantes y contratistas del país la decisión política y técnica de ir ingresando en la Tecnología de Concreto moderna y en los nuevos procedimientos constructivos, que a largo plazo significan economía y resultados mas eficientes.

La siguiente relación de Concretos especiales es numerativa mas no limitativa, pues sólo se describen los mas importantes, y cada día se desarrollan nuevos avances en este campo.

10.1 CONCRETO MASIVO.(Ref.10.1)

Para construcción de estructuras de grandes dimensiones donde el problema del calor de hidratación se torna crítico por los volúmenes involucrados.

Su desarrollo se originó con la construcción de las grandes represas. Se utilizan agregados del orden de 6" de tamaño máximo, contenidos de cemento muy bajos (100 a 200 Kg/m³), usualmente con adición de puzolanas para reducir temperatura, y equipos de producción, compactación y control desarrollados especialmente para estos casos y que abaratan costos.

10.2 CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO.(Ref.10.2)

Es un tipo de concreto masivo en que la compactación se efectúa con el equipo convencional para movimiento de tierras y compactación de suelos. El diseño de las mezclas tiene similitudes con el concreto masivo convencional, aunque con particularidades en el contenido de finos y agua para lograr una compactación adecuada.

Provee economía y gran rapidez constructiva, siendo una técnica que se está difundiendo cada vez más a nivel mundial por sus múltiples ventajas.

10.3 CONCRETO LIGERO. (Ref.10.3)

Empleado sobre todo en la industria de los prefabricados o donde sea requerido disminuir cargas muertas.

Se emplean agregados de densidad inferior a la usual, obteniéndose pesos del orden de 1,500 a 1,800 Kg/m³.

En nuestro país hay un gran potencial en cuanto al empleo de agregados porosos de origen volcánico en la producción de concreto ligero, como es el caso del sillar en Arequipa; no obstante, su uso en esa región es muy empírico y artesanal en concreto.

Como información que podría ser de utilidad, se adjuntan en las *Fig. 10.1 y 10.2* las características físicas y granulométricas de agregado ligero obtenido de procesar sillar de la cantera Anashuayco en Arequipa.

En los diseños de mezcla de concreto ligero hay que tener muy presente la alta porosidad de los agregados, que ocasiona absorciones elevadas, siendo

FIG.10.1 CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS DE ARENA PARA CONCRETO LIGERO

MUESTRA : ARENA DE SILLAR					FECHA : 15/10/93	
PROCEDENCIA : CANTERA ANASHUAYCO					TECNICO : V. RAMOS	
AREQUIPA						
GRANULOMETRIA					CARACTERISTICAS FISICAS	
MALLA	PESO RETENIDO EN GR.	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.	MODULO DE FINEZA	2.45
3"		0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MAXIMO	N/A
2 1/2"		0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO	1.98 gr/cm3
2"		0.0	0.0	100.0	IMPUREZAS ORGANICAS	NO HAY
1 1/2"		0.0	0.0	100.0	% HUMEDAD	
1"		0.0	0.0	100.0	% ABSORCION	18.2
3/4"		0.0	0.0	100.0	% MATERIAL < # 200	18.3 (lavado)
1/2"		0.0	0.0	100.0	% ABRASION a 500 REVOLUCIONES	N/A
3/8"		0.0	0.0	100.0	% ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES	NO HAY
# 4	3.0	0.4	0.4	99.6	% PARTICULAS LIGERAS	0.7
# 8	148.8	20.5	20.9	79.1	% DESGASTE a 5 ciclos con SO4Na2	
# 16	107.8	14.9	35.8	64.2	REACTIVIDAD ALCALINA	
# 30	96.7	13.3	49.1	50.9	OTROS :	
# 50	93.5	12.9	62.0	38.0	PESO UNITARIO SUELTO : 845 Kg/m3	
# 100	106.4	14.7	76.7	23.3		
# 200	95.0	13.1	89.8	10.2		
< # 200	74.3	10.2	100.0	0.0		
TOTAL	725.5	100.0	MODULO FINEZA	2.45		

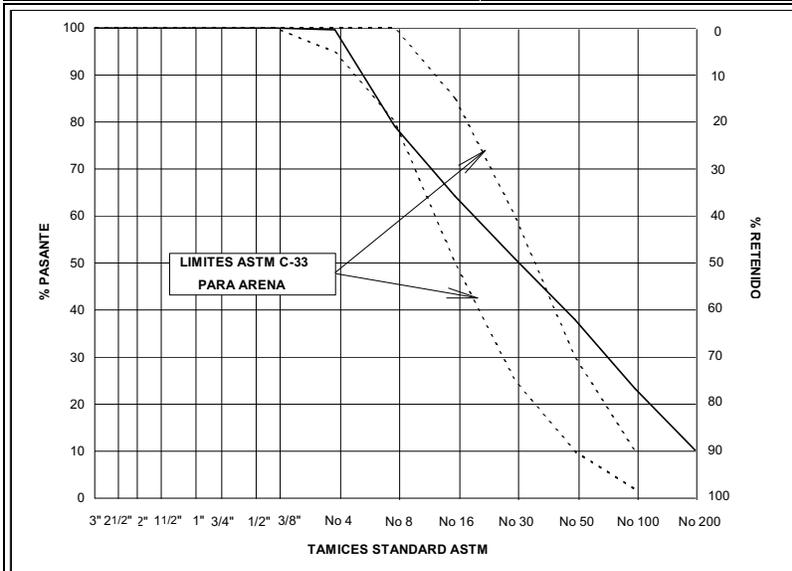
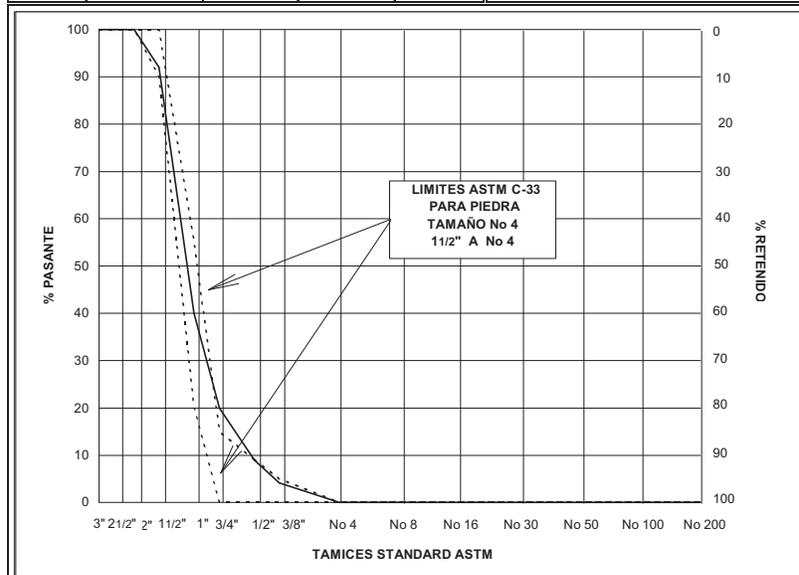


FIG. 10.2 CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS DE PIEDRA PARA CONCRETO LIGERO

MUESTRA : SILLAR TRITURADO
 PROCEDENCIA : CANTERA ANASHUAYCO AREQUIPA
 FECHA : 15/10/93
 TECNICO : V. RAMOS

GRANULOMETRIA					CARACTERISTICAS FISICAS	
MALLA	PESO RETENIDO EN GR.	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.		
3"		0.0	0.0	100.0	MODULO DE FINEZA	7.84
2 1/2"		0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MAXIMO	1 1/2"
2"		0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO	1.74 gr/cm3
1 1/2"	825.0	8.0	8.0	92.0	IMPUREZAS ORGANICAS	NO HAY
1"	5,350.0	51.9	59.9	40.1	% HUMEDAD	
3/4"	2,070.0	20.1	80.0	20.0	% ABSORCION	29.6
1/2"	1,130.0	11.0	91.0	9.0	% MATERIAL < # 200	3.5 (lavado)
3/8"	504.0	4.9	95.9	4.1	% ABRASION a 500 REVOLUCIONES	
# 4	422.0	4.1	100.0	0.0	% ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES	NO HAY
# 8	0.0	0.0	100.0	0.0	% PARTICULAS LIGERAS	NO HAY
# 16	0.0	0.0	100.0	0.0	% DESGASTE a 5 ciclos con SO4Na2	
# 30	0.0	0.0	100.0	0.0	REACTIVIDAD ALCALINA	
# 50	0.0	0.0	100.0	0.0	OTROS :	
# 100	0.0	0.0	100.0	0.0	PESO UNITARIO SUELTO :	705 Kg/m3
# 200	0.0	0.0	100.0	0.0		
< # 200	0.0	0.0	100.0	0.0		
TOTAL	10,301.0	100.0	MODULO FINEZA	7.84		



necesario utilizarlos en condiciones saturadas para conseguir uniformidad, así como regular los tiempos de mezclado pues son muy desgastables a la abrasión, motivando el incremento de finos y pérdidas de trabajabilidad.

10.4 CONCRETO ANTI-CONTRACCION.(Ref.10.4)

Se emplean los denominados cementos expansivos o anti-contracción, cuya función es contrarrestar o minimizar las deformaciones causadas por la contracción por secado.

En este tipo de concreto se producen incrementos de volumen luego del endurecimiento que contrarrestan las contracciones. La técnica del diseño de mezclas es muy similar a la convencional con ajustes en el agua y la cantidad de cemento.

10.5 CONCRETO FIBROSO. (Ref.10.5)

Concreto convencional al que se le añaden fibras de diversos materiales (acero, plástico, nylon, etc.) con objeto de crear una estructura interior que pueda resistir mas tracción que en un concreto normal.

Adquiere características sumamente importantes en cuanto a la resistencia a la abrasión y al impacto, favoreciendo además la ductilidad de las estructuras.

En nuestro medio, se fabrican paneles para tabiquería, elaborados con fibra de madera aglomerados con cemento y/o mortero, que constituyen una aplicación muy simple de este tipo de concreto. No hay antecedentes de ejecución de concreto fibroso estructural, con fibras metálicas o plásticas.

En la medida que no se desarrollen y produzcan fibras locales baratas, es difícil que se imponga el uso de este tipo de concreto, pese a los amplios beneficios que reporta en comparación con el concreto armado normal, incluso dando la posibilidad de reducir el acero de refuerzo.

En el diseño de mezclas se usa normalmente agregado de Tamaño Máximo no mayor de 3/4" y granulometrías tendientes a los finos (usualmente la arena es no menos del 50% del total de agregados) para contrarrestar la segregación si se emplean fibras metálicas, añadiendo complementariamente un incorporador de aire o un plastificante para mejorar la trabajabilidad.

El porcentaje de fibras es del orden del 0.5 % al 2 % en volumen si se trata de fibras metálicas, incrementándose en algunos casos hasta el 5 % cuando se usa fibra de vidrio o fibras plásticas.

Los contenidos de cemento son mayores de los usuales, variando entre 300 a 450 Kg/m³ en la mayoría de los casos.

En la preparación de las mezclas hay que añadir las fibras poco a poco repartiéndolas por toda la masa para que haya una distribución uniforme. En el manipuleo hay que tomar precauciones de seguridad con el personal mediante el uso de guantes protectores cuando el concreto tiene fibras de metal.

10.6 CONCRETO REFRACTARIO. (Ref.10.6)

Elaborado con cementos especiales de alto contenido de aluminatos de calcio, que dosificados con agregados de muy buenas características térmicas permiten soportar temperaturas hasta de 1,900 °C.

No se diseñan para tener comportamiento estructural, sino por sus características de resistencia al calor en la construcción de estructuras que tienen como condición de servicio el estar sometidas a altas temperaturas como es el caso de muchas instalaciones industriales.

El diseño de mezclas tiene ciertas consideraciones particulares sobre todo en la dosificación del agua, sin embargo no difiere substancialmente de lo convencional.

Se emplea también en ocasiones como concreto de alta resistencia mecánica por sus características de ser muy resistente al desgaste superficial, sobre todo si se diseña empleando agregados de características físicas sobresalientes.

Existen antecedentes del empleo de este tipo de concreto en nuestro país en instalaciones industriales donde funcionan hornos o calderos, y en ciertos proyectos hidráulicos para proteger los sectores sometidos a la abrasión intensa del agua con materiales de arrastre

Los cementos que se emplean son sumamente caros, lo cual limita el uso de estos concretos a los casos donde es estrictamente necesario.

10.7 CONCRETO SULFUROSO.(Ref.10.7)

Preparado empleando cementos de los denominados sulfurosos y agregados normales, en una mezcla en caliente que al enfriar adquiere sus características resistentes muy rápidamente (24 horas), con gran durabilidad ante el deterioro físico y químico, como es el caso de instalaciones industriales sujetas a ambientes agresivos.

Por lo general, se triplican las propiedades resistentes y el tiempo de vida útil de las estructuras.

10.8 CONCRETO IMPREGNADO CON POLIMEROS.(Ref.10.8)

Los monómeros son líquidos orgánicos de muy bajo peso molecular, que por la reacción química denominada de polimerización, combinan sus moléculas para formar un compuesto con los mismos elementos y en la misma proporción pero con un peso molecular mucho más alto y propiedades resistentes elevadas.

Cuando un concreto normal se seca primero para eliminar agua de sus poros capilares, se impregna luego con un monómero y posteriormente se induce la polimerización se crea una estructura resistente adicional a la del concreto corriente, que confiere al producto final grandes propiedades resistentes y de durabilidad.

Se usa mucho en rehabilitación y reparación de estructuras y en el desarrollo de concretos de alta resistencia. Son concretos caros por los insumos químicos, equipo y personal especializado requeridos para su fabricación.

10.9 CONCRETO CEMENTADO CON POLIMEROS.(Ref.10.9)

En este caso, se diseña y produce una mezcla donde el material cementante es un polímero dosificado conjuntamente con agregados normales y algunas veces cemento, pero este último material no tiene función resistente sino, sólo hace de relleno (filler).

Se emplea mucho en reparaciones, prefabricados, capas de rodadura, y en cualquier aplicación donde se requiere alta resistencia inmediata y gran durabilidad al desgaste físico-químico.

10.10 CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND POLIMERIZADO.(Ref.10.9)

Se produce añadiendo a una mezcla normal de concreto de cemento Portland una emulsión de polímeros. Al endurecer el concreto, endurecen también los polímeros y se forma una matriz continua de polímeros a través de la estructura del concreto.

En algunos polímeros es necesario aplicar calor para que se inicie el endurecimiento.

El diseño de mezcla y procedimientos constructivos son similares a los convencionales, pero con resultados notablemente superiores a los concretos normales.

10.11 CONCRETO CON CENIZAS VOLATILES.(Ref.10.10)

En muchos países industrializados, los residuos de la combustión del carbón son abundantes y se usan como aditivos en concreto pues reemplazando una parte del cemento con este material, se mejoran propiedades como resistencia en compresión, el calor de hidratación, durabilidad, etc. Se ha empleado mucho en construcción de grandes represas.

En la actualidad se están desarrollando agregados artificiales fabricados con cenizas volátiles para ser usados en concreto *(Ref.10.14)*

10.12 CONCRETO CON MICROSILICE (Ref.10.10)

Las fundiciones de metales silíceos y ferrosilíceos producen gases y vapores, que contienen micropartículas de sílice, que son recolectadas por los sistemas que evitan la contaminación ambiental en la industria siderúrgica.

Estos residuos contienen óxido de sílice (SiO_2) en grandes cantidades, que reaccionan con el cemento Portland mejorando las características del gel y consecuentemente las del concreto.

Las resistencias en compresión puede llegar a 1,500 Kg/cm²., la resistencia a las alternancias de temperatura es notable, así también como ante la agresividad química y el deterioro ante la reacción alcalina de los agregados.

Las partículas de microsílíce son 1/100 de las del cemento, ocasionando algunos problemas en el manipuleo y técnicas de preparación de las mezclas. Dada la gran variabilidad de fuentes de suministro, el diseño de mezclas no se puede generalizar, siendo necesaria mucha investigación experimental.

Se han desarrollado también agregados artificiales con este material **(Ref.10.16)**.

10.13 CONCRETO CON AGREGADO PRECOLOCADO.(Ref.10.11)

Es un concreto en el cual el agregado es colocado inicialmente en las formas, y luego se inyecta una lechada de cemento o un mortero de cemento con aditivos fluidificantes que rellenan los espacios entre las partículas.

A diferencia del concreto convencional, la estructura resultante depende mucho del agregado pues las partículas están en contacto y no separadas por la matriz de pasta, confiriéndole otras propiedades al producto final, como son mayor módulo de elasticidad, menor contracción por secado y mayores resistencias en compresión.

El diseño de mezcla tiene características muy especiales sobre todo en granulometría y en el procedimiento de colocación.

Es ideal en estructuras con mucha congestión de refuerzo donde no es posible vibrar el concreto con comodidad.

10.14 CONCRETO LANZADO O SHOTCRETE.(Ref.10.12).

En nuestro país se produce shotcrete o concreto lanzado hace más de 2 décadas.

Inicialmente se le conocía como gunitado, que era la denominación que se le daba al aplicar mortero con equipo neumático.

Su uso se ha restringido mayormente al trabajo en túneles donde se necesita un revestimiento protector resistente con mucha rapidez durante la perforación, y posteriormente como recubrimiento permanente.

El principio del Shotcrete consiste en lanzar o disparar neumáticamente por un tubo una mezcla de concreto a la que se añade un aditivo acelerante que produce un endurecimiento muy veloz, mientras esta mezcla va

impactando sobre la superficie a recubrir. Inicialmente rebota el material grueso y sólo se adhiere a la superficie el mortero, creando una capa de base sobre la que posteriormente se incrustan las partículas gruesas, creando la estructura convencional del concreto.

La compactación por impacto mencionada, produce que se obtengan densidades ligeramente superiores a las de las mezclas normales, sin embargo con una gran dispersión.

Existen dos sistemas de aplicación, el denominado proceso seco, en que los agregados el cemento y el aditivo cuando es en polvo se lanzan mezclados y en la salida de la manguera de descarga que tiene una válvula con agujeros concéntricos, se suministra el agua para producir la hidratación. Cuando el acelerante es líquido, se suministra diluido en el agua.

El otro sistema es el húmedo, donde se lanza la mezcla con todo incorporado, añadiéndose el aditivo líquido mediante una válvula en el extremo de la manguera de descarga..

En el primer sistema, el agua la aplica el lanzador u operador a voluntad en función de como se va adhiriendo la mezcla, por lo que no se puede hablar de una relación Agua/Cemento definida ya que es bastante dispersa.

En el segundo sistema la mezcla ya sale dosificada y el operador no tiene injerencia en la cantidad de agua.

En nuestro medio se usa principalmente el sistema de la mezcla seca pues los equipos son relativamente pequeños y transportables siendo más práctico en los túneles por el espacio disponible y porque la distancia de desplazamiento de la mezcla y el tiempo que insume este transporte ocasionaría complicaciones con el fraguado si ya entrara húmeda.

Para ambos sistemas el método de diseño de mezclas es similar, debiendo cumplir los agregados con los requisitos de ASTM-C-33 (*Ref.10.18*).

Se puede usar cualquier tipo de cemento, pero es corriente que se especifique cemento tipo V por su resistencia a los sulfatos, ya que en los túneles las filtraciones de agua hacen entrar en solución los sulfatos contenidos frecuentemente en el material.

El problema de base a resolver antes de hacer un diseño de Shotcrete consiste en establecer la compatibilidad entre el cemento y el acelerante elegidos. Existen una gran cantidad de acelerantes disponibles en el mercado, siendo la tendencia moderna el usar los líquidos pues al

emplearse diluidos con el agua y aplicados en el último instante no ocasionan problemas con la mezcla seca y se puede controlar la uniformidad de su uso.

Los acelerantes en polvo obligan a tener agregados muy secos pues con algo de humedad ya provocan la reacción del aditivo y el inicio de hidratación antes del lanzado.

El endurecimiento al momento del lanzado debe producirse en un tiempo muy rápido pues de otro modo la mezcla se desprende de la superficie de aplicación en la medida que aumenta el espesor colocado.

En el año 1994, el ASTM emitió las normas C-1102 (**Ref.10.13**) y C 1141 (**Ref.10.14**) que definen los requisitos para los diferentes aditivos a usarse en shotcrete, y estandariza el método para establecer la compatibilidad entre cemento y acelerante, con las agujas Gillmore que son utilizadas para medir el fraguado inicial y final en cementos.

El método consiste en probar el tiempo de endurecimiento con las Agujas Gillmore (**Ref.10.15**) de diferentes combinaciones cemento-acelerante mezclando 100 grs. de cemento y 24 a 30 ml de agua en que ya esta diluido el acelerante en la concentración que se desee probar (sea líquido o en polvo). La mezcla se debe realizar manualmente en un tiempo máximo de 15 segundos, moldeando sobre un vidrio cuadrado de 10 cm aproximadamente, una muestra de alrededor de 75 mm de diámetro y 12.5 mm de espesor, la cual se nivela con una espátula para tener una superficie plana. El moldeado debe ejecutarse en no más de un minuto luego de haber añadido el agua de mezcla. Para que el acelerante del tipo rápido cumpla los requisitos para emplearse en Shotcrete, el fraguado inicial debe producirse en un tiempo mínimo de 1 a 3 minutos y el fraguado final en un tiempo máximo de 12 minutos en 2 de 3 ensayos. Las mediciones con las agujas deben realizarse cada 10 segundos o en tiempos menores luego de obtenerse el fraguado inicial.

Los acelerantes rápidos que no entran en estos rangos traen problemas de desprendimiento de las mezclas y desarrollo interrumpido de la resistencia. En el Shotcrete hay que tener muy presente que los acelerantes causan inicialmente un desarrollo rápido de resistencia, pero la resistencia final disminuye normalmente hasta en un 30% con relación a un concreto sin aditivo.

Otro aspecto que deben considerar los diseñadores es que la alta dispersión que tiene este concreto pese a establecerse un buen control de calidad en la producción y colocación, hace que no sea fácil el lograr resistencias altas de manera uniforme, por lo que recomendaríamos que no se especifiquen

en nuestro medio resistencias superiores a 250 Kg/cm²., porque en la práctica no se va a poder obtener un valor promedio constante que satisfaga requisitos mayores.

Si se toma en cuenta que las desviaciones estándar en Shotcrete son por lo menos el doble de las que se obtienen en concretos normales, el f'_{CR} que se necesita es sumamente alto para garantizar un f'_c especificado, y además está demostrado que la adición de cemento tiene un límite a partir del cual no se producen incrementos en la resistencia, luego no puede especificarse valores que en la práctica no se pueden obtener.

En condiciones en que se cuenta con agregados de óptimas características, control de calidad muy estricto y operadores con gran experiencia, es posible obtener resistencias promedio superiores a los 300 Kg/cm², pero estas condiciones no son las normales en nuestro entorno.

El diseño de mezclas para shotcrete, parte de la selección de la granulometría total de los agregados, para lo cual el Comité ACI 506.2-91 (*Ref.10.12*) recomienda los husos granulométricos de la **Tabla 10.1** :

Tabla 10.1

Malla	Porcentaje retenido pasante en peso		
	Gradación 1	Gradación 2	Gradación 3
3/4"	-----	-----	100
1/2"	-----	100	80 - 95
3/8"	100	90 - 100	70 - 90
# 4	95 - 100	70 - 85	50 - 70
# 8	80 - 100	50 - 70	35 - 55
# 16	50 - 85	35 - 55	20 - 40
# 30	25 - 60	20 - 35	10 - 30
# 50	10 - 30	8 - 20	5 - 17
# 100	2 - 10	2 - 10	2 - 10

La recomendación práctica consiste en elegir una proporción de mezcla de piedra y arena que suministre una granulometría total hacia el centro del huso o ligeramente hacia el lado grueso, ya que el rebote de la piedra ocasiona que la granulometría realmente colocada sea mas fina que la evaluada teóricamente.

A continuación, hay que estimar una relación Agua/Cemento que nos permita obtener el f'_{cR} que necesitamos, para lo cual se puede usar la **Tabla 9.2**, asumiendo luego una cantidad de agua por m^3 que correspondería a un slump del orden de 2" a 3". Se prosigue luego aplicando los pasos usuales de los diseños convencionales, aplicando la combinación de agregados elegida.

El diseño obtenido hay que probarlo y corregirlo varias veces hasta lograr la resistencia necesaria, que el peso unitario del diseño no difiera con el real en más del 2%, y que el rebote se reduzca al mínimo (un rebote normal debe estar en el rango del 15 % al 25%).

Los diseños se pueden probar lanzando el concreto sobre cajones de madera de dimensiones mínimas 0.75 m. x 0.75 m. y profundidad similar al espesor de shotcrete a colocar, pero nunca menos de 3". Durante las pruebas, los cajones deben colocarse en las posiciones que representen las dificultades de obra, debiendo curarse en las mismas condiciones que la estructura.

A la edad de prueba especificada, que usualmente es 28 días, se obtienen testigos de concreto cortando cubos de concreto o perforando cilindros con broca diamantina.

Los testigos se ensayan en compresión evaluándose las resistencias para efectuar las correcciones correspondientes.

Otro modo de hacer las pruebas consiste en lanzar el concreto en el sitio de obra sobre la superficie de trabajo real, extrayéndose posteriormente testigos cilíndricos con broca diamantina, lo cual constituye una forma de control y verificación más cercana a las condiciones de servicio de la estructura

Estos mismos sistemas se utilizan para el control de calidad rutinario del shotcrete, dependiendo del proyecto y especificaciones técnicas particulares cual de ellos se aplica.

En nuestra opinión el segundo método refleja con mayor veracidad los resultados de obra, aunque ofrece algunas dificultades de tipo práctico por la necesidad de movilizar el equipo de extracción hasta el frente de trabajo, mientras que en el primero, los cajones de concreto se movilizan al lugar donde se realiza el corte o extracción según sea el caso.

Tuvimos ocasión de participar en el diseño y ejecución de 4,000 m^3 de shotcrete con Tamaños máximos de 3/4" y 1/2" durante el revestimiento de

13 Km de túneles en el Proyecto Ampliación Embalse Corani en Cochabamba-Bolivia, con resistencia en compresión especificada de 315 Kg/cm², donde se aplicaron ambos métodos tanto en el diseño como en el control de calidad, concluyéndose que el segundo ofrece más confiabilidad.

En este tipo de concreto es fundamental el seguimiento estadístico no sólo de los resultados de resistencia en compresión, sino de todos los parámetros involucrados por mínimos que sean, tales como presiones de aire durante el lanzado, condiciones de humedad de los agregados, dificultades particulares en el sitio, como mala iluminación, la posición de lanzado, falta de espacio para el lanzador, interrupciones en el suministro del material, problemas con el equipo, temperaturas del agua, cemento y agregados, identificación del lanzador, etc.

Sólo conociendo estos parámetros es posible evaluar las causas de variaciones en uniformidad de resistencias en algún caso en particular pues de otro modo es tantear a ciegas la optimización.

La recomendación final es concerniente a que el equipo siempre debe estar en buenas condiciones de operatividad , debiendo emplearse operadores con experiencia, tratando de no rotarlos para mantener la uniformidad.

10.15 CONCRETO PESADO.(Ref.10.16)

Los concretos pesados tienen pesos unitarios que oscilan usualmente en el rango de 2,700 a 5,000 Kg/m³. Su función básica es crear una barrera protectora contra la radiación nuclear pero en algunos casos se les usa sólo como lastre.

El concreto normal cuyo peso unitario es del orden de 2,300 Kg/m³, atenúa el flujo radioactivo dependiendo la atenuación del espesor de la estructura, por lo que se necesitan espesores sumamente grandes para que sea efectivo en esta función. Es debido a esto que se desarrollaron los concretos pesados, en que por su mayor densidad, producen la atenuación con espesores mucho menores, reduciéndose ostensiblemente el tamaño de las estructuras en las instalaciones nucleares.

En la elaboración de estos concretos se utilizan agregados de pesos específicos entre 3.4 y 7.5, combinados entre ellos o con agregados

normales, dependiendo del peso unitario que se desea para el concreto y las condiciones particulares de la atenuación que se especifique.

En la **Tabla 10.2(Ref. 10.15)** se pueden apreciar algunos de estos agregados típicos :

Tabla 10.2

Denominación	Peso Específico	Peso Unitario del Concreto Pesado (Kg / m ³)
Limonita, Geotita	3.4 a 3.8	3,000 a 3,300
Barita	4.0 a 4.4	3,400 a 3,800
Ilmenita, Hematita, Magnetita	4.2 a 5.0	3,600 a 4,000
Acero, Hierro	6.5 a 7.5	5,200 a 5,800

El principio fundamental en el diseño de mezclas de concreto pesado asumiendo que ya se eligieron los agregados a emplearse, reside en que el análisis granulométrico de la mezcla tiene que evaluarse en volumen absoluto y no en peso, si se mezclan agregados diferentes como normalmente ocurre, ya que de otro modo no se obtiene la distribución real del tamaño de las partículas.

Otro aspecto medular consiste en que mientras mayor sea la diferencia de pesos específicos entre la piedra y la arena, habrá mayor segregación pues las partículas más pesadas tenderán a asentarse en el fondo.

El método de diseño es similar al de los concretos normales, con las consideraciones que hemos indicado, siendo recomendable el emplear algún aditivo plastificante para mejorar sus características de trabajabilidad.

La única experiencia de producción de concreto pesado a escala de obra en el Perú la constituye el ejecutado en el blindaje del block del reactor nuclear construido en Huarangal-Lima.

Las especificaciones técnicas fueron elaboradas por el Ing. Enrique Rivva López, y nos cupo la tarea de planificar y ejecutar el programa de pruebas para la obtención de los diseños de mezcla para la obra, así como la etapa de producción y control de calidad durante la construcción.

Se empleó como material pesado Magnetita de Marcona, que constituyó el agregado grueso, y como agregado fino arena La Molina, de uso muy

difundido en la zona de Lima. El cemento elegido, fue el cemento Andino Tipo V y agua de la planta de tratamiento La Atarjea. En las **Fig. 10.3,10.4 y 10.5** se muestran las características físicas y granulométricas de los agregados usados y en las **Fig. 10.6 y 10.7**, las mezclas en volumen absoluto elegidas para los diseños finales.

FIG. 10.4 CARACTERISTICAS FISICAS Y GRANULOMETRICAS DE MAGNETITA DE 1/2" PARA CONCRETO PESADO

MUESTRA : MAGNETITA 1/2"					FECHA : 25/11/86	
PROCEDENCIA : MARCONA					TECNICO : A. BENAVIDES	
GRANULOMETRIA					CARACTERISTICAS FISICAS	
MALLA	PESO RETENIDO EN GR.	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMUL.	% PASANTE ACUMUL.	MODULO DE FINEZA	5.28
3"		0.0	0.0	100.0	TAMAÑO MAXIMO	1/2"
2 1/2"		0.0	0.0	100.0	PESO ESPECIFICO	4.05 gr/cm ³
2"		0.0	0.0	100.0	IMPUREZAS ORGANICAS	NO HAY
1 1/2"		0.0	0.0	100.0	% HUMEDAD	
1"		0.0	0.0	100.0	% ABSORCION	1.00
3/4"		0.0	0.0	100.0	% MATERIAL < # 200	3.9 (lavado)
1/2"	23.3	0.3	0.3	99.7	% ABRASION a 500 REVOLUCIONES	40.7
3/8"	1,419.7	18.3	18.6	81.4	% ARCILLA Y PARTICULAS DESMENUZABLES	0.02
# 4	3,646.3	47.0	65.6	34.4	% PARTICULAS LIGERAS	NO HAY
# 8	1272.3	16.4	82.0	18.0	% DESGASTE a 5 ciclos con SO ₄ Na ₂	
# 16	294.8	3.8	85.8	14.2	REACTIVIDAD ALCALINA	
# 30	279.3	3.6	89.4	10.6	OTROS :	
# 50	186.2	2.4	91.8	8.2	PARTICULAS PLANAS : 8.6 %	
# 100	240.5	3.1	94.9	5.1		
# 200	217.2	2.8	97.7	2.3		
< # 200	178.4	2.3	100.0	0.0		
TOTAL	7,758.0	100.0	MODULO FINEZA	5.28		

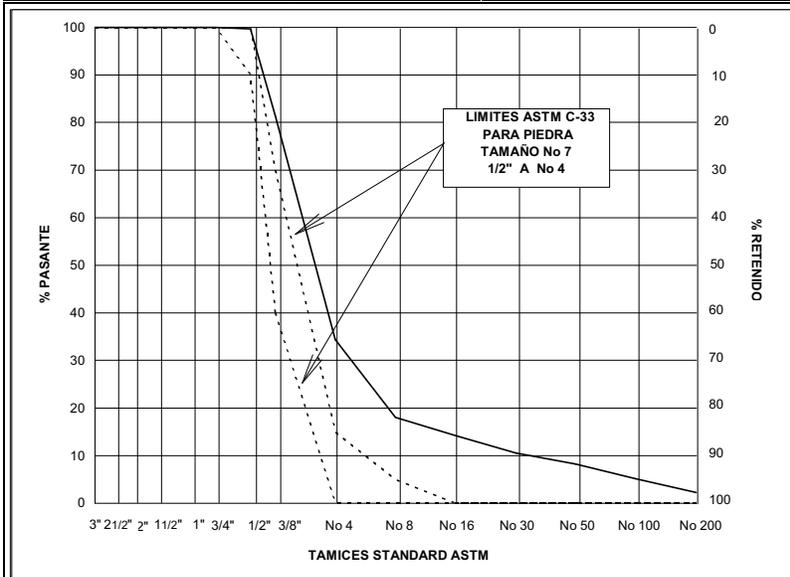


FIG. 10.6 DISEÑO DEFINITIVO DE CONCRETO PESADO

CODIGO DEL DISEÑO : D - 36 T. M. : 1/2" f'c requerida : 344 kg/cm2				
MATERIALES	PESO ESPECIFICO KG/M3	% MEZCLA AGREGADOS EN VOLUMEN ABSOLUTO	PESOS POR M3 KG	VOLUMEN ABSOLUTO M3/M3
CEMENTO ANDINO TIPO V	3,150.0		400.00	0.127
AGUA	1,000.0		212.00	0.212
ARENA	2,740.0	50.3	892.00	0.326
MAGNETITA 1/2"	4,050.0	49.7	1,312.00	0.324
ADITIVO PLASTIMENT	1,300.0		0.80	
ADITIVO SIKAMENT	1,300.0		4.00	
AIRE				0.015
TOTAL			2,821	1.003
RELACION AGUA/CEMENTO	0.50			
MODULO FINEZA ARENA	2.62			
MODULO FINEZA MAGNETITA	5.28			
MODULO FINEZA TOTAL	3.94			
ASENTAMIENTO EN PULGADAS	6.75"			

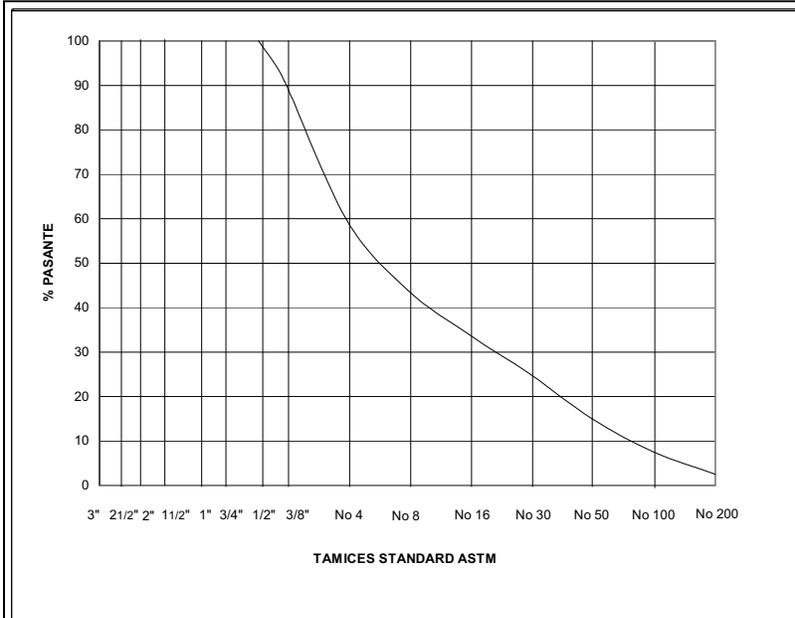
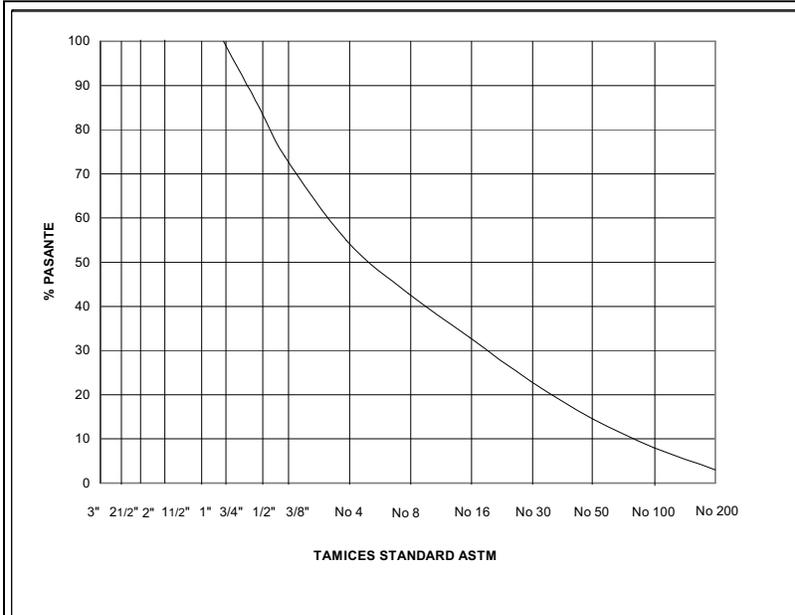


FIG. 10.7 DISEÑO DEFINITIVO DE CONCRETO PESADO

CODIGO DEL DISEÑO : D - 33 T. M. : 3/4" f'c requerida : 344 kg/cm2				
MATERIALES	PESO ESPECIFICO KG/M3	% MEZCLA AGREGADOS EN VOLUMEN ABSOLUTO	PESOS POR M3 KG	VOLUMEN ABSOLUTO M3/M3
CEMENTO ANDINO TIPO V	3,150.0		400.00	0.127
AGUA	1,000.0		208.00	0.208
ARENA	2,740.0	50.0	896.00	0.327
MAGNETITA 3/4"	4,030.0	50.0	1,318.00	0.327
ADITIVO PLASTIMENT	1,300.0		0.80	
ADITIVO SIKAMENT	1,300.0		4.00	
AIRE				0.015
TOTAL			2,827	1.004
RELACION AGUA/CEMENTO	0.50			
MODULO FINEZA ARENA	2.62			
MODULO FINEZA MAGNETITA	6.10			
MODULO FINEZA TOTAL	4.36			
ASENTAMIENTO EN PULGADAS	7.00"			



Como información complementaria, se consignan en las figuras mencionadas los diseños de mezcla definitivos en peso.

Hubo necesidad de emplear superplastificantes con asentamientos del orden de 6" a 7", por la alta concentración de armadura en la estructura, habiéndose tenido que optimizar los tiempos de vibrado con objeto de controlar la segregación, para lo cual se realizaron una serie de pruebas para evaluar la segregación vs el método de consolidación, que indicaron la conveniencia de efectuarla vibrando un tiempo máximo de 6 segundos por punto de inmersión del vibrador.

La magnetita tiene la particularidad de ser muy sensible al desgaste por abrasión, debido a lo cual se tuvo que optimizar la técnica de mezclado, la duración del mismo y el sistema de transporte para evitar el incremento de los finos. El concreto se mezclaba en planta un máximo de 2 minutos, se transportaba en dumpers hasta el sitio del vaciado y se remezclaba nuevamente por 1 minuto en el recipiente de la bomba de concreto procediéndose a colocarlo.

El concreto diseñado pudo bombearse sin problemas en distancias hasta de 30 m., empleando tubería de 5 " de diámetro.

Dadas las características de mineral metálico de la magnetita y por lo tanto ser buen conductor del calor, debieron tomarse precauciones para controlar la temperatura de estos agregados, con objeto de limitar la temperatura del concreto fresco. Se colocaron un total de 350 m3 de concreto pesado con resultados excelentes.

---OO---

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 10.1) ACI 207.1R.- "Mass Concrete " - 1987.
- 10.2) ACI 207.5R.- "Roller Compacted Concrete " - 1989.
- 10.3) ACI 211.2 .- "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete " - 1991.
- 10.4) ACI 223 .- "Standard Practice for the use of Shrinkage Compensating Concrete " - 1990.
- 10.5) ACI 544.3R .- "Guide for Specifying,Mixing,Placing and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete." - 1988.
- 10.6) ACI 547.R .- "Refractory Concrete : State of The Art." - 1987.
- 10.7) ACI 547.R .- "Guide for Mixing and Placing Sulfur Concrete in Construction." - 1988.
- 10.8) ACI 548.3R .- "State of the Art Report on Polymer Modified Concrete". - 1991.
- 10.9) ACI 548.1R .- "Guide for the use of Polymers in Concrete." - 1992.
- 10.10) ACI SP-79 .- "Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-Products in Concrete." - 1984.
- 10.11) ACI 304.1R .- "Guide for the use of Preplaced Aggregate Concrete for Structural and Mass Concrete Applications." - 1992.
- 10.12) ACI 506.2 .- "Specifications for Materials, Proportioning and Application of Shotcrete." - 1990.
- 10.13) ASTM Standard C-1102 .- "Standard Test Method for Time of Setting of Portland - Cement Pastes Containing Quick - Setting Accelerating Admixtures for Shotcrete by the Use of Gillmore Needles." - 1994.

- 10.14) ASTM Standard C-1141 .- "Standard Specification for Admixtures for Shotcrete." - 1994.
- 10.15) ASTM Standard C-266 .- "Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic - Cement Paste by Gillmore Needles." - 1987.
- 10.16) ACI 211.1 .- "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete." - 1990.

-----OO-----

CAPITULO 11

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN EL CONCRETO FISURACION, CAUSAS Y CONTROL.

11.0 INTRODUCCION.

Los cambios volumétricos constituyen uno de los aspectos mas importantes del comportamiento del concreto, tanto desde el punto de vista de la tecnología del diseño de mezclas, su producción, colocación y curado, como desde la perspectiva del diseño estructural, dado que sus efectos se traducen en contracciones y/o expansiones que ocasionan una gran variedad de problemas, asociados principalmente a fisuraciones y deformaciones que algunas veces sólo son objetables desde el punto de vista estético, y en otras ocasionan la pérdida de capacidad portante y/o la alteración de las condiciones de uso y operatividad de las estructuras.

Desde hace muchos años se han venido investigando mundialmente las causas y los efectos, principalmente en forma cualitativa, ya que la complejidad de los parámetros involucrados y la dificultad de correlacionar estudios a escala de laboratorio, con el comportamiento de las estructuras in situ, limitan las posibilidades de establecer criterios cuantitativos generales.

Es frecuente en nuestro medio, el encontrar en los diferentes proyectos, problemas de fisuración, problemas de tipo constructivo y de diseño estructural, derivados de los cambios volumétricos en el concreto, y que en muchos de los casos no son adecuadamente identificados y evaluados en cuanto a sus causas y trascendencia, originándose discrepancias técnicas y hasta de tipo legal por desconocimiento de los mecanismos que controlan estos comportamientos.

La gran variedad de condiciones ambientales de nuestro país, así como la variabilidad de materiales, técnica constructiva y desarrollo tecnológico de las diferentes regiones, hace necesario el difundir los conceptos básicos relativos a este tema, e intercambiar las experiencias científicas y prácticas que definitivamente poseen una gran cantidad de nuestros profesionales.

11.1 FENOMENOS CAUSANTES DE LOS CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Los principales fenómenos que condicionan los cambios volumétricos del concreto están relacionados básicamente con el comportamiento de la pasta de cemento y su interacción con los otros elementos involucrados, como son los agregados, el agua, los aditivos, y las condiciones particulares del entorno, tales como características ambientales de humedad, temperatura, viento, así como los grados de restricción a la deformación de las estructuras ,las peculiaridades del diseño estructural y los procesos constructivos.

Estos fenómenos se pueden sintetizar en los siguientes rubros :

- I. Contracción o retracción
- II. Flujo o fluencia
- III.Efectos térmicos
- IV.Agresividad química interna y externa

11.2 CONTRACCION ó RETRACCION.

Es una de las causas más frecuentes de cambios volumétricos y a la que se asocia muchas veces de manera injustificada problemas de fisuración que son debidos a otras razones que veremos más adelante.

Llamada con frecuencia contracción o retracción de fragua o de fraguado, no es la calificación más correcta, ya que esta denominación sólo abarca una parte del fenómeno que tiene hasta tres manifestaciones :

- I. Contracción intrínseca o espontánea
- II. Contracción por secado
- III.Contracción por carbonatación

11.3 CONTRACCION INTRINSECA O ESPONTANEA.

Es la que constituye la verdadera contracción de fraguado, producto del proceso químico de hidratación del cemento y su propiedad inherente de disminuir de volumen en este estado. *(Ref.11.1)*

El mecanismo de este proceso es físico-químico, en que al mezclarse el cemento con el agua y obtenerse el gel del cemento, se inicia el proceso de hidratación así como la formación de los poros del gel y poros capilares. *(Ref.11.2)*

El intercambio del agua contenida en los poros del gel y los poros capilares con el cemento aún no hidratado, es el responsable del cambio del volumen total de la pasta, y consecuentemente el volumen absoluto del cemento hidratado es siempre inferior al correspondiente al de las sales anhidras y el agua. Esta retracción es irreversible y no depende de los cambios de humedad posteriores al proceso de hidratación y endurecimiento.

La retracción espontánea depende exclusivamente del tipo y características particulares del cemento empleado por lo que cada cemento tiene un comportamiento singular frente a este fenómeno.

El orden de magnitud de la deformación unitaria atribuida a la contracción intrínseca oscila entre 10 y 150 x 10⁻⁶ dependiendo del cemento en particular aunque lo usual es que no sea mayor de 30 x 10⁻⁶.

En términos generales, no produce fisuración pues las tracciones que genera son bajas (2 a 8 Kg/cm² salvo el caso de cementos particularmente excepcionales), y se desarrollan a lo largo del tiempo que demora en completarse el proceso de hidratación total del cemento, que como sabemos, se completa en gran medida a los 28 días de edad, pero continúa luego casi de manera indefinida.

En consecuencia, no es apropiado el decir como se hace con frecuencia que la causa principal de fisuraciones en el concreto es debido a la “contracción de fragua “ o “contracción de fraguado “ ya que está comprobado en forma fehaciente que este fenómeno no motiva agrietamiento en el concreto, dadas las condiciones estandarizadas de fabricación de los cementos portland modernos que aseguran un comportamiento estable en este aspecto, y los esfuerzos de tracción mínimos que se generan, que son asimilables sin problemas por el concreto.

Consideramos que la causa de la confusión en cuanto a atribuírsele tradicionalmente a este fenómeno la paternidad de cuanto problema de fisuración se detectaba, se debe a que hace algunos años no se había

investigado a profundidad en forma cuantitativa este mecanismo, ni los otros que actúan simultáneamente en el concreto ocasionando cambios volumétricos, por lo que se tergiversaban cualitativamente los conceptos, asignándosele a la contracción por fraguado una trascendencia mayor de la que realmente tiene. Si a esto le sumamos la falta de difusión de los resultados y conclusiones de las investigaciones científicas que se han ido efectuando al respecto, se llega pues a la situación de contar con una gran cantidad de colegas y estudiantes que aún mantienen ese criterio ya superado científicamente

11.4 CONTRACCION POR SECADO.

Este fenómeno se produce por la pérdida de humedad de la pasta debido a la acción de agentes externos como son la temperatura, viento, humedad relativa, etc. que propician la evaporación del agua y el secado.

El mecanismo es físico, causado por la pérdida primero del agua contenida en los poros capilares, cuyo efecto es despreciable en términos prácticos y luego por la evaporación del **agua de adsorción** contenida en los poros del gel. Mantenido por fuerzas electro-químicas en la superficie de las partículas y con propiedades físicas substancialmente diferentes de las del agua de absorción de los poros capilares, es esta agua de adsorción de los poros del gel y su evaporación, la responsable del fenómeno de la contracción por secado. (Ref.11.3)

El efecto no es irreversible, pues el reponer el agua de absorción trae como resultado una expansión (Swelling), y la recuperación parcial de la contracción.

En la *Fig.11.1*, se puede apreciar un esquema típico del efecto de la variación de la humedad relativa vs el cambio dimensional en porcentaje de una pasta de cemento con relación A/C = 0.60 curada durante 8 meses. (Ref.11.2)

Se observa que en la primera fase, se produce el secado desde una humedad relativa de 100 % hasta 10 % trayendo como consecuencia la curva A,B,C. Al humedecerse nuevamente la pasta, esta se expande según la curva C,B, obteniéndose una retracción irreversible constituida por la ordenada A,D.

Los ciclos sucesivos de secado y humedecimiento, siguen prácticamente la misma curva C,B,D, concluyéndose que luego de la retracción irreversible

originada en el primer ciclo, el resto de la retracción es recuperable con humedecimiento.

Este comportamiento general de la pasta de cemento, es aplicable también para el caso de los morteros y concretos, en que evidentemente los valores establecidos en el caso particular de la pasta de cemento son sensiblemente menores.

Cuando el concreto está en estado fresco y la velocidad de exudación o sangrado (Bleeding), es menor que la velocidad de evaporación del agua superficial, se produce una contracción por secado muy rápida que es causante de fisuración, al no tener aún el concreto características resistentes significativas y no poder soportar las tensiones superficiales que acarrea la contracción. **(Ref.11.4)**

Todos los concretos exudan en mayor o menor grado, y cuando este flujo de agua de la mezcla hacia la superficie va reponiendo de manera simultánea el agua superficial que se pierde por secado, tiene un efecto beneficioso si a continuación se aplica alguna técnica de curado para controlar la evaporación.

A este efecto particular de la contracción por secado se le denomina contracción o retracción plástica del concreto (Plastic Shrinkage) por ocurrir cuando la mezcla aún se encuentra fresca y en estado plástico. **(Ref.11.5)**

El orden de magnitud de la deformación unitaria producida por la contracción por secado sin ningún control puede oscilar entre 400 y 1100 x 10⁻⁶ dependiendo del caso en particular. **(Ref.11.1)**

En función de esto, las tensiones que se producen, pueden variar entre 100 Kg/cm² y 275 Kg/cm² en la generalidad de los casos, por lo que si recordamos que el orden de magnitud del esfuerzo en tracción del concreto es de alrededor del 10 % de la resistencia en compresión se puede deducir que para los concretos normales (100 Kg/cm² a 350 Kg/cm² de resistencia en compresión y del orden de 10 Kg/cm² a 35 Kg/cm² en tracción) los esfuerzos por contracción por secado normalmente superan a la capacidad resistente en tracción.

En consecuencia, debido a los altos valores de esfuerzos de tracción que ocasiona, la contracción por secado es generalmente la causa principal de fisuración del concreto

Esto lleva a concluir que si no se comprende perfectamente el fenómeno y no se toman las medidas adecuadas para controlarlo, se producirá

indefectiblemente el agrietamiento; y en muchos casos en que éste es inevitable debido a las tensiones que ocurrirán, las condiciones del diseño arquitectónico y las características de exposición ambiental de las estructuras, habrá que determinar la ubicación conveniente de las juntas para orientar y regular la fisuración.

Sin ninguna medida de control, el fenómeno se desarrolla con la rapidez con que pierde agua el concreto, generando fisuras por contracción plástica que sólo tienen una profundidad del orden de 1 a 5 cm., por lo que en la mayoría de los casos no afectan el comportamiento estructural.

En la **Fig. 11.2** se esquematiza un ejemplo simplificado que demuestra en forma práctica que las fisuras por contracción plástica no pueden desarrollar en general profundidades superiores a las indicadas.

Se evalúa una porción de losa de concreto de 1m x 1m x 0.15m de espesor donde la parte superior es la expuesta a la evaporación.

Si asumimos un diseño de mezcla convencional, tendremos un contenido de agua del orden de 180 Kg/m³. Por otro lado en condiciones ambientales sumamente extremas de 30 °C de temperatura ambiente, 50% de humedad relativa, 38 °C de temperatura de colocación del concreto y 24 Km/Hr de velocidad del viento, la tasa de evaporación es del orden de 2.5 Kg/m²/Hr.

En el estado inicial, la losa no ha sufrido aún evaporación y tiene 27 Kg de agua. Asumiendo el caso mas desfavorable en que la velocidad de exudación es mínima, luego no hay reposición de agua superficial evaporada, el concreto en estado fresco no ofrece resistencia a la evaporación y no se toma ninguna precaución de curado. Al cabo de una hora se han evaporado 2.5 lt. de agua que representan un espesor de concreto seco de 1.4 cm.

Al cabo de 3 Horas, el concreto ya endureció y no se puede seguir desarrollando la contracción plástica sino sólo contracción por secado en estado endurecido, con una tasa de evaporación mucho mas lenta por la dificultad en el flujo de agua de abajo hacia arriba en este estado. Al cabo del tiempo indicado se habrán evaporado 7.5 lt. de agua con un espesor seco de 4.2 cm.

Se evidencia pues que en una condición normal, sin las exigencias asumidas, el espesor seco donde se desarrollan las fisuras por contracción plástica será del orden de la mitad ó la tercera parte del calculado en base a las condiciones ambientales extremas consideradas en el ejemplo.

Esta aparición inicial de fisuras tiene un patrón aleatorio y con longitudes del orden de 5 a 20 cm., y se observan dentro de las primeras 24 horas posteriores al vaciado.

En la **Foto 11.1** se puede apreciar una losa de concreto de 10 cm de espesor sometida a condiciones ambientales extremas sin tomar ninguna precaución para evitar la evaporación, pudiéndose observar las fisuras típicas de contracción plástica por secado.

Con el transcurrir del tiempo y al continuar la pérdida de agua, se originan fisuras por contracción por secado en el concreto endurecido que normalmente están separadas con un patrón de ocurrencia del orden de 30 veces el espesor del elemento, así como longitudes y profundidades de agrietamiento superiores, a las evaluadas para la contracción plástica, apareciendo en la mayoría de los casos no antes de 1 año después del vaciado, pudiendo estar comprometido el comportamiento estructural.

11.5 FACTORES QUE AFECTAN LA CONTRACCION POR SECADO EN EL CONCRETO.

a) Características del cemento

El tipo de cemento, su finura y el contenido de yeso en la composición, influyen en marcar las diferencias en contracción por secado entre los diferentes cementos.

Existen estudios (**Ref.11.6**), que indican que no es posible a priori aseverar que un cemento que cumple con los requerimientos standard para un tipo de cemento Portland tendrá mayor o menor contracción que otro cemento que cumple con requisitos diferentes.

Sin embargo, otros investigadores (**Ref.11.7**), han establecido tendencias que indican que en general los cementos Tipo II producen menor contracción que los Tipo I y mucho menor aún que los Tipo III.

De los aspectos mencionados, al parecer la finura del cemento es la que tiene menor influencia en la variabilidad de la retracción.

b) Tipo de Agregado.

Las características de los agregados son importantes en cuanto a sus consecuencias en la retracción del concreto, si se considera que la piedra y la arena con la pasta de cemento constituyen una estructura mixta.

Los agregados en el concreto restringen la retracción inherente de la pasta de cemento, por lo que la capacidad de deformación de los mismos y su adherencia con la pasta de cemento son las propiedades físicas que tienen importancia fundamental en la contracción del concreto.

Dependiendo de las características de los agregados y su cantidad en el concreto, la contracción será sólo una fracción de la de la pasta sola, estimándose un orden de magnitud de la cuarta o sexta parte de la atribuida a ésta.

Cuanto mayor es la rigidez del agregado y su módulo de elasticidad, mayor será la reducción de la retracción en el concreto.

Al estar el módulo de elasticidad inversamente relacionado con la porosidad y la absorción del agregado, se puede concluir en que los agregados más densos y con baja absorción producen concretos con menor retracción, siendo el efecto inverso con agregados livianos y muy absorbentes. **(Ref.11.4)**

Por otro lado, la cantidad de agregado en el volumen total del concreto, así como su granulometría tienen influencia primordial en la contracción, puesto que agregados con gradación discontinua ameritan una gran cantidad de cemento para lograr una estructura mixta resistente, y consecuentemente tiene mayor preponderancia la retracción al incrementarse la cantidad de pasta. Indirectamente, el tamaño máximo de las partículas de los agregados, afecta también la contracción ya que al depender de este la cantidad de agua de mezcla (que como veremos en el siguiente punto es otro de los factores condicionantes de la contracción), a mayor tamaño máximo o módulo de fineza total de los agregados, menor será la contracción y viceversa. **(Ref.11.8)**

En las **Fig.11.3,11.4, y 11.5** se pueden apreciar las tendencias manifestadas.

c) Trascendencia del contenido de agua en la mezcla como condicionante de la contracción.

En la **Fig.11.6** podemos observar el efecto típico del contenido de agua en el concreto sobre la contracción, en base a un estudio desarrollado por el

U.S. Bureau of Reclamation (*Ref.11.9*), donde se comprueba que la relación es directa y a mayor contenido de agua, aumenta la contracción. Si se recuerda que la cantidad de agua en la mezcla está en función inversa del tamaño máximo del agregado, y en relación directa con el asentamiento (Slump) se puede concluir que empleando el mayor tamaño de agregado y el menor asentamiento compatibles con los requisitos de trabajabilidad, se logra reducir la contracción por secado.

Otro factor que influye en los requerimientos de agua en la mezcla es la temperatura del concreto fresco, pues como se observa en la *Fig.11.7 (Ref.11.10)*, a mayor temperatura de la mezcla es mayor la cantidad de agua para un asentamiento constante. En este sentido, la temperatura individual de los componentes así como el calor de hidratación del cemento, definen la temperatura de la mezcla y por lo tanto, de su control dependerá indirectamente el reducir la contracción.

El aspecto final relacionado con la cantidad de agua y la retracción lo constituye la relación Agua/Cemento, donde el factor preponderante es la concentración de la pasta. Un concreto con relación A/C alta indica una concentración pobre de la pasta de cemento y un intercambio elevado de agua de adsorción en los poros del gel durante el secado, con el incremento de la contracción.

En el caso inverso, los concretos con relaciones A/C bajas, tienen menor contracción por secado.

En la *Fig.11.8 (Ref.11.11)*, se pueden apreciar los resultados de una investigación que demuestra este efecto, que es independiente de la cantidad de cemento.

d) Influencia de los aditivos en la contracción por secado.

En general, los aditivos que contribuyen a reducir el agua de amasado, tienden a colaborar en reducir la contracción, pero este efecto no es muy evidente en la mayoría de los casos. Sin embargo, está demostrado que en el caso de los superplastificantes (*Ref.11.11*), esta reducción sí es significativa, en un orden de magnitud del 30 %.

Los incorporadores de aire, pese a introducir una estructura de vacíos adicional en la mezcla, no incrementan de manera significativa la retracción, con inclusiones de aire hasta del 5%. (*Ref.11.10*)

Los acelerantes ocasionan un incremento en la contracción por secado que en promedio puede llegar a ser hasta del 50% de la normal, desarrollándose la mayor parte a edades tempranas (7 días) y disminuyendo con el tiempo. **(Ref.11.4)** Los acelerantes incrementan la temperatura del concreto fresco por la reacción exotérmica con el cemento y consecuentemente los requerimientos de agua en la mezcla y la contracción, por lo que éste es otro de los efectos a tener presentes en el control de la temperatura de la mezcla.

Las puzolanas empleadas como aditivos en las mezclas, no son de uso normal en nuestro medio, no obstante, estas ya vienen introducidas en varios de los cementos disponibles en el mercado nacional como cementos Portland Tipo IP y IPM , por lo que es interesante abordar su efecto.

Las puzolanas contribuyen en general a aumentar los requerimientos de agua de la mezcla, pues le confieren una consistencia cohesiva por la que es necesario añadir más agua de la usual para obtener la trabajabilidad deseada. Luego pues, tienden a incrementar la contracción, pero este efecto se refleja primordialmente en estructuras de pequeñas dimensiones, mas no en las estructuras masivas. Esto es debido en primer término al efecto de las dimensiones de los elementos, y la retentividad de agua que manifiestan las puzolanas; y en segundo lugar porque en los vaciados de elementos de dimensiones reducidas es necesario trabajar con mayores asentamientos para poderlas colmar eficientemente, y esto obliga a añadir más agua, lo que no se da en vaciados masivos en que las dimensiones de los elementos permiten trabajar con concretos muy secos.

e) Influencia de la duración del curado húmedo.

El concepto básico reside en que la duración del curado húmedo del concreto no reduce la contracción por secado pues sólo la detiene mientras dura, pero una vez que se inicia el secado, se verifica igual. La explicación está en que el curado entre 7 y 28 días propicia el desarrollo de las características resistentes del concreto y su capacidad de soportar esfuerzos generados por la contracción, pero no altera la continuidad del fenómeno pues en la medida que se produzca la pérdida del agua habrá retracción inexorablemente.

Existe sin embargo evidencia experimental **(Ref.11.12)** que cuando el curado húmedo se efectúa con vapor y a presión atmosférica cual es el caso

de los prefabricados, la contracción se reduce, probablemente por modificar la estructura de los poros del gel.

f) Efecto de las dimensiones del elemento estructural.

La velocidad con que una estructura pierde agua, depende de las dimensiones de la misma pues cuanto mayores sean estas, mayor será el recorrido del flujo de agua hacia la superficie expuesta. En la **Fig.11.9 (Ref.11.4)**, se puede apreciar que el fenómeno de la contracción disminuye en la medida que aumentan las dimensiones del elemento para el mismo tipo de concreto. Un aspecto importante del efecto dimensional en la retracción es que las pruebas de laboratorio para medirla dan valores mas altos que los obtenidos en las estructuras in situ, por lo que deben tomarse estos resultados con mucho cuidado cuando se trate de extrapolarlos cuantitativamente a escala natural.

11.6 CONTRACCION POR CARBONATACION.

Es un fenómeno que se produce exclusivamente en el concreto endurecido, y es causado por la reacción de los cristales de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de los productos de hidratación del cemento comprimidos por la contracción de secado, con el CO_2 del ambiente formándose CaCO_3 con una reducción del volumen inicial que causa una descompresión interna y contracción adicional.

La humedad durante la exposición al Bióxido de Carbono es el factor principal que influye en la contracción por carbonatación, verificándose experimentalmente (**Ref.11.13**) que los mayores valores se producen para humedades relativas del orden del 50%, mientras que es despreciable para humedades relativas cercanas al 100% o por debajo del 25%.

Esta reacción se produce aún para bajas concentraciones de CO_2 , siendo mas trascendente su efecto a nivel de laboratorio en que el tamaño de los especímenes favorece la contracción, o en el caso de estructuras que están sometidas a condiciones de exposición muy saturadas de CO_2 como suele ocurrir en ciertas instalaciones industriales.

El control de las condiciones de humedad resulta el sistema mas eficaz para atenuarla, y los valores de deformación unitaria oscilan entre 10 a 100×10^{-6} , por lo que las tensiones que produce normalmente son del orden de 2 a 20 Kg/cm^2 no ocasionando fisuración en la mayoría de los casos .

11.7 FLUJO O FLUENCIA.

Es el incremento de deformación unitaria en el concreto en función del tiempo, bajo una carga constante y permanente.

Es una característica inherente a la pasta de cemento endurecido y al igual que en el caso de la contracción, su efecto en el concreto depende de la interrelación con los demás componentes.

Hay varias teorías sobre el flujo, pero no existe una explicación completa del fenómeno, sin embargo todas coinciden en relacionarlo con un reacondo interno de las partículas de la pasta.

También se le denomina flujo plástico pues para una cierta condición constante de carga y un tiempo de aplicación determinado, se produce una deformación no recuperable o plástica.

Está demostrado experimentalmente que la deformación plástica bajo carga constante es proporcional a la deformación elástica, y para cargas inferiores a la carga de rotura, la deformación plástica es proporcional a la carga.

Para concretos normales, la deformación plástica para un período de carga entre 1 a 4 años es del orden del 70% al 80% de la deformación producida por la carga aplicada descontando la deformación por contracción.

(Ref.11.8)

Además del cambio volumétrico que se produce en el concreto, el efecto más importante del flujo, reside en que ocasiona la relajación o reducción gradual de los esfuerzos de compresión, lo cual resulta de singular importancia en el caso del concreto preesforzado.

Se ha establecido que el tiempo de curado del concreto tiene una relación inversa con la deformación unitaria por flujo, como se aprecia en la **Tabla 11.1: (Ref.11.8)**

Tabla 11.1

Tiempo de curado del concreto al aplicarse carga	Valor de la por flujo bajo carga deformación continua de 50 Kg/cm ² después de 1 año	
	1 año	3 años
7 días	0.57 mm/m	0.60 mm/m

28 días	0.31 mm/m	0.35 mm/m
90 días	0.16 mm/m	0.19 mm/m

El flujo del concreto aumenta con el incremento de la carga continua, siendo inversamente proporcional a la resistencia en compresión. El tipo de agregados (como en el caso de la contracción), tiene una influencia importante en los valores de flujo como se observa en la **Tabla 11.2 (Ref.11.8)**

Tabla 11.2

Tipo de Agregado	Calcáreo	Cuarzo	Granito	Basalto	Gres
Flujo en mm/m	0.50	0.75	0,78	1.00	1.20

Finalmente, aunque en términos cualitativos se considera el flujo independiente de la retracción, la realidad es que están interrelacionados, por lo que un concreto que tiene valores de contracción bajos, tendrá también deformaciones por flujo bajas y viceversa, por lo que cualquier medida que reduzca la contracción reduce también el flujo.

11.8 CAMBIOS TERMICOS.

Las variaciones de temperatura en el concreto producen cambios volumétricos que inducen esfuerzos adicionales. Cuando estos esfuerzos superan la resistencia en tracción del concreto se produce la fisuración. Estos cambios térmicos pueden deberse al calor de hidratación del cemento y/o las condiciones ambientales.

El coeficiente de expansión térmica del concreto es del orden de 7 a $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ con un promedio de $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y es el que condiciona la capacidad de deformación por temperatura. Si aplicamos los principios de la termodinámica, se puede inferir que cada $^{\circ}\text{C}$ de gradiente térmico induce un esfuerzo en el concreto del orden de 2 Kg/cm^2 . Por lo tanto, para concretos normales del orden de 200 Kg/cm^2 de resistencia en compresión, un gradiente térmico de alrededor de $10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ puede ocasionar agrietamiento

si las condiciones de borde restringen las deformaciones, ocasionando esfuerzos que superan la capacidad resistente en tracción del concreto.

Los cambios térmicos producidos por el calor de hidratación del cemento se verifican con mayor intensidad en el denominado concreto masivo, que en términos generales incluye a las estructuras con relación Volumen/Área superficial expuesta muy grande.

Como se observa en las **Fig.11.10 y 11.11** el tipo de cemento tiene una influencia primordial en el incremento de temperatura por el calor de hidratación. Por otro lado, la temperatura de colocación así como la temperatura ambiente tienen mucha trascendencia en el ascenso de la temperatura y el tiempo en que llega a su valor máximo.**(Fig.11.12 y 11.13)(Ref.11.15)**

En la **Fig.11.14** se observan las curvas que permiten evaluar en función de la temperatura de colocación del concreto y la relación Volumen/Área Superficial expuesta, el incremento de temperatura a esperarse si se emplea cemento Tipo I.

En la **Fig.11.15** podemos comprobar el efecto de la relación Volumen/Área superficial, con el tiempo que necesita el concreto para disipar o absorber según sea el caso, el gradiente de temperatura entre la temperatura ambiente y la temperatura de colocación, concluyéndose en la importancia de tomar las precauciones necesarias para afrontar el intercambio de calor para estructuras masivas.

En el caso de estructuras de relación Volumen/Área Superficial pequeña, los cambios térmicos se reflejan por el gradiente de temperatura entre caras opuestas, lo que por lo general induce flexiones y esfuerzos de tracción superficiales. Cuanto mayor sea el gradiente térmico mayores serán los esfuerzos inducidos y la posibilidad de fisuración.**(Ref.11.16)**

Uno de los aspectos más importantes de los cambios térmicos está constituido por los ciclos de hielo y deshielo, en que el incremento del volumen del agua interna en el concreto produce expansiones y la posibilidad de fisuración si no se emplean incorporadores de aire para crear una estructura de vacíos adicional que contrarreste dichas expansiones.

11.9 AGRESION QUIMICA INTERNA Y EXTERNA.

11.9.1 Agresión química interna.

La agresión química interna está constituida por reacciones de los constituyentes del concreto con la pasta de cemento, generándose compuestos que cambian de volumen y se expanden destruyéndolo. Principalmente se produce porque el concreto contiene agregados contaminados con cloruros y/o sulfatos, o son reactivos con los álcalis del cemento, produciéndose en ambos casos compuestos expansivos.

a) Determinación de reactividad álcali-sílice.

Existen ensayos físicos y químicos (*Ref.11.17*) que permiten evaluar y descartar este tipo de agregados en la etapa de selección de estos para su empleo en la elaboración de concreto, además de métodos recientemente desarrollados de los cuales hemos hablado en el Capítulo 5.

Una vez que se han empleado dichos agregados y se produce la reacción que por lo general tarda varios años en manifestarse, no existe manera de contrarrestar su efecto salvo la reparación y reposición del concreto dañado.

Hasta hace algún tiempo, el diagnóstico de la reactividad alcalina en estructuras ya construidas, se basaba en la evaluación del patrón de fisuración y en el análisis petrográfico de secciones de concreto al microscopio para detectar la presencia del gel expansivo, pero muchas veces el fenómeno no era identificable fehacientemente por estos medios.

Afortunadamente, en la Universidad de Cornell se desarrolló un método (*Ref.11.18 y 11.19*) posteriormente verificado por otros investigadores que diagnostica eficientemente la presencia de reactividad alcalina en concreto endurecido.

La prueba consiste en obtener una porción de concreto, que debe pulirse o recortarse para eliminar al menos 1/4" de espesor de área superficial que haya estado expuesta por largo tiempo al medio ambiente, procediendo luego al lavado con agua corriente.

A continuación se aplica una película de solución compuesta por 5gr de acetato de uranio en polvo, disuelto en 5 ml de ácido acético diluido en 195 ml de agua destilada. La solución debe dejarse reaccionar entre 3 a 5 min. y luego debe enjuagarse la superficie con agua.

Finalmente, se debe observar la superficie en un cuarto oscuro bajo una luz ultravioleta de longitud de onda corta de 254 nanómetros con una intensidad pico de al menos $1200 \mu\text{W}/\text{cm}^2$ a 15 cm de distancia.

La presencia del gel expansivo se revela por un brillo fluorescente de color amarillo verdoso en las grietas, vacíos de aire, en las partículas de agregados o en las caras fracturadas.

11.9.2 Agresión química externa.

La agresión química externa está constituida por el flujo de sales en solución (fundamentalmente sulfatos), hacia el concreto, formando sulfoaluminatos que tienen la propiedad de aumentar de volumen.

Existen maneras de combatir este efecto, sobre todo empleando cementos con bajo contenido de Aluminato Tricálcico como los Tipos II y V y los cementos puzolánicos.

11.9.3 Agresión electroquímica.

El último tipo de agresión es electroquímica, causada por la corrosión del acero en el concreto reforzado. Cuando se da la condición de un agente oxidante, humedad y el flujo de electrones en el metal, se produce la formación de óxidos é hidróxidos de hierro de volumen mayor al de los elementos originales, causando expansiones que destruyen el concreto.

La presencia de cloruros tanto por flujo externo hacia el concreto, como en los agregados o aditivos, propicia las condiciones necesarias para la corrosión, cuya velocidad e intensidad dependerán de las cantidades de cloruros , humedad y la conductividad eléctrica en cada caso particular.

11.10 CONTROL DE LOS CAMBIOS VOLUMETRICOS.

El control de los cambios volumétricos está ligado indefectiblemente a los fenómenos que los causan, y en este sentido desarrollaremos los procedimientos y recomendaciones aplicables a cada caso :

11.11 CONTROL DE LA CONTRACCION Y EL FLUJO.

Haciendo una revisión del mecanismo de estos fenómenos se puede concluir en las siguientes recomendaciones que si bien no garantizan que el fenómeno no se produzca, dan las condiciones para que se reduzcan a niveles que no causen fisuración :

1) En los diseños de mezclas.

- a) Emplear relaciones Agua/Cemento bajas.
- b) Utilizar la menor cantidad de agua compatible con la trabajabilidad.
- c) Utilizar agregados densos y con poca absorción.
- d) Usar granulometrías continuas que se aproximen a las curvas de distribución teórica tipo Fuller o Bolomey.
- e) En lo posible emplear aditivos que facilitan la reducción de la relación Agua/Cemento y el contenido de agua en la mezcla.
- f) Emplear el mayor tamaño de agregados y el mayor porcentaje de piedra compatibles con las condiciones de colocación y trabajabilidad.

2) En los procesos constructivos.

- a) Evaluar en cada caso particular las condiciones ambientales y de colocación del concreto, para prevenir el riesgo de fisuración por contracción, para lo cual es muy útil el gráfico de la **Fig.11.16 (Ref.11.20)**, que permite estimar la tasa de evaporación y el riesgo potencial de fisuración, que se considera peligroso cuando la velocidad de evaporación es mayor de 1.0 Kg/m²/Hora.
- b) Controlar que la temperatura de colocación del concreto no supere los valores referenciales de la **Tabla 11.3** que se detalla a continuación, establecida asumiendo velocidades del viento de 16 Km/Hora y un gradiente de temperatura de 5.6 °C entre la temperatura ambiente y la de colocación del concreto, de manera que la tasa de evaporación no sea mayor de 1.0 Kg/m²/Hora. **(Ref.11.21)**

FIG. 11.16 .- GRAFICO DEL COMITE ACI-308 PARA EVALUAR LA TASA DE EVAPORACION DE AGUA EN EL CONCRETO (REF. 11.18)

Tabla 11.3

Temperatura de Colocación del Concreto en ° C	Humedad Relativa en %
40.6	90
37.8	80
35.0	70
32.2	60
29.4	50
26.7	40
23.9	30

- c) Iniciar el curado de los elementos lo antes posible, usando preferentemente curadores de membrana a base de resina y/o curado húmedo.
 - d) Controlar la temperatura del cemento, agregados y agua de manera que el diseño de mezcla no necesite añadirsele agua adicional para mejorar la trabajabilidad.
 - e) Sombrear los agregados y no emplear cemento muy fresco en clima cálido pues esto redundaría en incremento de la temperatura del concreto y mayor requerimiento de agua.
 - f) Evitar en lo posible efectuar los vaciados de concreto en condiciones desfavorables de temperatura ambiente, temperatura del concreto y velocidad del viento.
 - g) Planificar con el mayor detalle posible las operaciones de vaciado de concreto para prevenir demoras en el suministro y en la colocación del mismo que ocasionen pérdida de agua en la mezcla.
- 3) En los diseños estructurales.**

- a) No escatimar las juntas necesarias para reducir al mínimo posible las restricciones a las deformaciones, ya que este factor representa la causa principal de los problemas de fisuración. **(Ref.11.4)**
- b) Para losas o pisos, considerar juntas a no menos de 30 veces el espesor del elemento pues en caso contrario es casi seguro que habrá fisuración por contracción descontrolada.
- c) No subestimar el efecto de la contracción y el flujo en el diseño de elementos muy rígidos con poca libertad de deformación.

11.12 CONTROL DE LOS CAMBIOS TERMICOS.

1) En los diseños de mezcla .

- a) Emplear en lo posible cementos de bajo calor de hidratación para el caso de estructuras masivas.
- b) Usar la menor cantidad de cemento compatible con la relación Agua/Cemento necesaria por requerimientos estructurales o de durabilidad.
- c) Diseñar las mezclas para el menor asentamiento compatible con los requisitos de colocación.
- d) Estimar previamente a los vaciados masivos las temperaturas a que llegará el concreto en función del tipo de cemento y la capacidad de eliminar calor, con objeto de prever su influencia en el tiempo de endurecimiento y riesgo potencial de fisuración, así como la conveniencia de utilizar retardadores para que no existan discontinuidades en la colocación y curado.

La siguiente fórmula permite estimar la temperatura del concreto fresco en función de la temperatura de los componentes para evaluar la necesidad de enfriar el agua y/o los agregados para no superar las temperaturas de colocación recomendadas en la **Tabla 11.3.**

$$T = \frac{0.22(T_a W_a + T_c W_c) + T_w \times W_w + T_a \times W_{wa}}{0.22 (W_a + W_c) + W_w + W_{wa}}$$

Donde :

T_a	=	Temperatura de los agregados
T_c	=	Temperatura del cemento
T_w	=	Temperatura del agua de mezcla
W_a	=	Peso seco de los agregados
W_c	=	Peso del cemento
W_w	=	Peso del agua de mezcla
W_{wa}	=	Peso del agua absorbida por los agregados

2) En los procesos constructivos.

- a) Control meticuloso de temperaturas antes, durante y después de los vaciados masivos, para verificar la coincidencia del desarrollo de temperatura con lo previsto, y en caso contrario tomar las decisiones del caso como enfriar agregados y/o el agua, modificar las secuencias de vaciado en base al tiempo real de inicio del endurecimiento, iniciar el curado húmedo superficial para controlar el secado y disipar el calor, adelantar desencofrados para incrementar el área de disipación de calor etc.
- b) Llevar una estadística de los vaciados masivos y sus condiciones particulares para aprovechar esta información en casos similares.
- c) Planificación meticulosa de cada etapa de producción, transporte, colocación y curado del concreto masivo pues en este caso la trascendencia de algún imprevisto en estas operaciones puede acarrear consecuencias más graves que en casos normales, tanto desde el punto de vista de la calidad como en el aspecto económico.
- d) En vaciados masivos siempre es recomendable disponer de alguna reserva de aditivos retardadores de endurecimiento, (si es que no se ha considerado ya su empleo en el volumen total), para superar

algún imprevisto que ocasione demoras en el suministro y colocación del concreto, con el consiguiente efecto negativo en los fenómenos de cambios térmicos, al iniciarse el fraguado y el incremento de temperatura fuera de la oportunidad y límites planificados.

- e) Evitar el fenómeno usual en obra de la junta falsa esquematizado en la *Fig. 11.17*, causado por falta de precauciones y limpieza durante el proceso constructivo, que provoca que las juntas de diseño no trabajen como tales en la práctica al haberse colmado con concreto. La mejor práctica es verificar la limpieza de las juntas antes, durante y después de los vaciados.

3) En los diseños estructurales.

- a) Especificar en los diseños el tipo de cemento a emplearse en cada caso particular para reducir el calor de hidratación si esto fuera necesario.
- b) En los casos de estructuras muy voluminosas en que se presuma la posibilidad de cambios volumétricos por temperatura, analizar las relaciones Volumen/Area Superficial para recomendar las precauciones de curado o liberación de calor si fueran necesarias.
- c) Evaluar la información disponible sobre registros de temperatura, humedad, viento, etc. en el lugar donde se ejecutará el proyecto, para evaluar su trascendencia en los cambios térmicos e incorporar este efecto en los diseños en lo aplicable.
- d) Tener en cuenta el tipo de rellenos laterales que se especifiquen para estructuras expuestas al ambiente, para no introducir deformaciones por gradiente térmico entre la cara expuesta y la cara aislada por el relleno. Se recomienda en lo posible especificar rellenos granulares que son mejores conductores de temperatura que los cohesivos y no crean gradiente térmico importante.

11.13 CONTROL DE LA AGRESION QUIMICA.

- a) Evaluación prolija de los agregados para descartar agregados reactivos con los álcalis o contaminados con cloruros y sulfatos.
- b) En general no emplear aditivos que contengan cloruros, ni agua de mezcla contaminada con sales sin analizarla.
- c) Impermeabilizar en lo posible las estructuras expuestas al flujo de soluciones salinas mediante pinturas bituminosas, con base de alquitrán o brea , o usar telas plásticas.
- d) Reemplazar el suelo contaminado adyacente a estructuras de concreto con rellenos granulares que sirvan de drenajes al romper el flujo capilar y evitar que las sales en solución entren en contacto con el concreto.
- e) Utilizar cementos Tipo II, Tipo V o Puzolánicos en los concretos expuestos a agresiones externas e internas de cloruros y sulfatos.
- f) Es preferible diseñar juntas de control que pueden sellarse adecuadamente con materiales bituminosos o elastoméricos, a dejar que se produzcan fisuras aleatorias que son el camino de ingreso de la agresividad química, pese a que el concreto diseñado tenga baja permeabilidad.

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 11.1) Report ACI Committee 209 .- "Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in Concrete Structures" - 1986.
- 11.2) Lea Frederik.- "The Chemistry of Cement and Concrete".- Edward Arnold Publishers - London 1988.
- 11.3) Popovics Sandor.- "Concrete : Making Materials".- Edit. Mc Graw Hill - 1979.
- 11.4) Report ACI Committee 224R.- "Control of Cracking in Concrete Structures" - 1989.
- 11.5) Report ACI Committee 224.1R.- "Causes, evaluation and repair of Cracks in Concrete" 1989.
- 11.6) Blaine R.L.- "Shrinkage of hardened Portland Cement pastes and Concrete" - National Bureau of Standards - 1989.
- 11.7) Tremper A.- "Shrinkage of Concrete" - Highway Research Board - 1969.
- 11.8) Zambetti G.- "Note sul Calcestruzzo" - Sika Italia - 1982.
- 11.9) U.S. Bureau of Reclamation.- "Concrete Manual" - 1975.
- 11.10) Report ACI Committee 211.- "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete" - 1989.
- 11.11) Nagataki S.- "Drying Shrinkage and creep of High Strength Concrete with Superplasticizer" - Publication SP-76 ACI.
- 11.12) Report ACI Committee 517.- "Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure - State of the Art" - 1987.
- 11.13) Verbeck G.- "Carbonation of Hydrated Portland Cement"- Cement and Concrete. Special ASTM Publication 205 - 1958.

- 11.14) Report ACI Committee 207.1R.- "Mass Concrete" - 1987.
- 11.15) Report ACI Committee 207.2R.- "Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete" - 1973, Reapproved 1986.
- 11.16) Report ACI Committee 435.7R.- "State of the Art Report on Temperature Induced Deflections of Reinforced Concrete Members" - 1985
- 11.17) ASTM Standard C-289.- "Potential Alkali Reactivity of Aggregates" - Chemical Method. ASTM Standard C-227.- "Potential Alkali Reactivity of Aggregates" - Mortar Bar Method.
- 11.18) Natesaiyer, K and Hover, K.C..- "Some Field Strategies of the New Insitu Method for Identification of Alkali-Silica Reaction Products in Concrete"; Cement and Concrete Research, September 1989.
- 11.19) Stark David.- "Handbook for the identification of Alkali-Silica Reactivity In Highway Structures".- Strategic Highway Research Program; National Research Council, Washington, DC - 1991.
- 11.20) Report ACI Committee 308.- "Standard Practice for Curing Concrete" - 1986.
- 11.21) Report ACI Committee 305R.- "Hot Weather Concreting" - 1989.

-----OO-----

CAPITULO 12

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO COMO ESTABLECERLA Y CONTROLARLA.

12.0 INTRODUCCION.

El ACI define la durabilidad del concreto de cemento Portland como la habilidad para resistir la acción del intemperismo, el ataque químico, abrasión, y cualquier otro proceso o condición de servicio de las estructuras, que produzcan deterioro del concreto. *(Ref.12.1 y 12.2)*

La conclusión primordial que se desprende de esta definición es que la durabilidad no es un concepto absoluto que dependa sólo del diseño de mezcla, sino que está en función del ambiente y las condiciones de trabajo a las cuales lo sometamos.

En este sentido, no existe un concreto "durable" por sí mismo, ya que las características físicas, químicas y resistentes que pudieran ser adecuadas para ciertas circunstancias, no necesariamente lo habilitan para seguir siendo "durable" bajo condiciones diferentes.

Tradicionalmente se asoció la durabilidad a las características resistentes del concreto, y particularmente a su resistencia en compresión, pero las experiencias prácticas y el avance de la investigación en este campo han demostrado que es sólo uno de los aspectos involucrados, pero no el único ni el suficiente para obtener un concreto durable.

En consecuencia, el problema de la durabilidad es sumamente complejo en la medida en que cada situación de exposición ambiental y condición de servicio ameritan una especificación particular tanto para los materiales y diseño de mezcla, como para los aditivos, la técnica de producción y el proceso constructivo, por lo que es usual que en este campo las generalizaciones resulten nefastas.

Bryant Mather, uno de los pioneros en la investigación en Tecnología del Concreto y en el área de la durabilidad indica en uno de sus trabajos *(Ref.12.3)* : " *Está demostrado científicamente que las estructuras de concreto se comportan inadecuadamente debido a que las especificaciones técnicas fueron deficientes o que éstas fueron correctas pero no se siguieron en la obra* ".

Es obvio pues que en este aspecto se debe desterrar una práctica muy común en nuestro medio como es la de repetir, copiar o "adaptar" especificaciones técnicas locales y foráneas para proyectos y situaciones que muestran similitudes aparentes, pero que sin embargo desde el punto de vista de la Tecnología del Concreto y la durabilidad requieren una evaluación y criterios particulares.

Quienes han tenido la oportunidad de laborar en las diferentes regiones de nuestro país, habrán podido comprobar la repetición sistemática de errores conceptuales y prácticas constructivas inadecuadas en lo que a tecnología del concreto y durabilidad se refiere, por el concepto equivocado de que el concreto es un material "noble" que puede asimilar nuestras deficiencias, y que es antieconómico trabajar con los avances de la técnica moderna.

En el desarrollo de este tema, analizaremos algunos conceptos básicos que permitan una mejor aproximación a estos problemas y la utilización más eficiente de nuestros recursos materiales y humanos.

12.1 FACTORES QUE AFECTAN LA DURABILIDAD DEL CONCRETO.

En este acápite delinearemos los factores que influyen en el deterioro del concreto y consecuentemente en la durabilidad, debiendo tenerse presente que no se incluye dentro de ellos la fisuración pues este es un síntoma de los cambios volumétricos y no un factor en sí, por lo que su tratamiento ha sido materia de un desarrollo particular en el Capítulo 11.

Los factores mencionados se clasifican en 5 grupos : *(Ref.12.4)*

I. Congelamiento y descongelamiento.(Freezing and Thawing)

II. Ambiente químicamente agresivo.

III. Abrasión.

IV. Corrosión de metales en el concreto.

V. Reacciones químicas en los agregados.

Existen factores que influyen en la durabilidad, clasificados desde el punto de vista del mecanismo de ataque al concreto y que representan subdivisiones y análisis más profundos que los ya mencionados (reacciones no ácidas, ácido carbónico en el agua, ataque de sales de magnesio, agresión de grasas animales etc.) pero que no trataremos en el presente Capítulo por estar más relacionados con la investigación académica de estos fenómenos que con su trascendencia práctica, ya que la frecuencia de ocurrencia de tales agentes es muy aislada.

12.2 CONGELAMIENTO Y DESHIELO Y SU MECANISMO.

Constituye un agente de deterioro que ocurre en los climas en que la temperatura desciende hasta provocar el congelamiento del agua contenida en los poros capilares del concreto. En términos generales el fenómeno se caracteriza por inducir esfuerzos internos en el concreto que pueden provocar su fisuración reiterada y la consiguiente desintegración.

Es importante tener claro que es un fenómeno que se da tanto a nivel de la pasta de cemento, como en los agregados de manera independiente, así como en la interacción entre ambos, por lo que su evaluación debe abordar cada uno de estos aspectos.

El patrón de deterioro típico se puede observar en la **Foto 12.1 (Ref.12.2)**, con fisuración paralela y concentrada en los bordes de las estructuras o de las juntas.

a) Efecto en la pasta de cemento

Existen dos teorías que explican el efecto en el cemento. La primera se denomina de "Presión hidráulica" que considera que dependiendo del grado de saturación de los poros capilares y poros del gel, la velocidad de congelamiento y la permeabilidad de la pasta, al congelarse el agua en los poros ésta aumenta de volumen y ejerce presión sobre el agua aún en estado líquido,

ocasionando tensiones en la estructura resistente.

Si estas tensiones superan los esfuerzos últimos de la pasta, se produce la rotura *(Ref.12.5)*

La segunda teoría llamada de "Presión osmótica" asume las mismas consideraciones iniciales de la anterior pero supone que al congelarse el agua en los poros cambia la alcalinidad del agua aún en estado líquido, por lo que tiende a dirigirse hacia las zonas congeladas de alcalinidad menor para entrar en solución, lo que genera una presión osmótica del agua líquida sobre la sólida ocasionando presiones internas en la estructura resistente de la pasta con consecuencias similares al caso anterior. *(Ref.12.6)*

Bajo ambas teorías, al producirse el descongelamiento se liberan las tensiones y al repetirse este ciclo muchas veces se produce la rotura por fatiga de la estructura de la pasta, si es que no se produjo inicialmente.

b) Efecto en los agregados

En los agregados existe evidencia de que por los tamaños mayores de los poros capilares se producen generalmente presiones hidráulicas y no osmóticas, con esfuerzos internos similares a los que ocurren en la pasta de cemento, existiendo indicios que el Tamaño máximo tiene una influencia importante, *(Ref.12.7)* estimándose que para cada tipo de material existe un Tamaño máximo por debajo del cual se puede producir el congelamiento confinado dentro del concreto sin daño interno en los agregados.

Por otro lado, cuanto menor sea la capacidad del agregado para absorber agua, menor será el efecto del congelamiento interno de la misma.

c) Efecto entre la pasta y los agregados.

Existe la denominada "Teoría Elástica" que considera un efecto mixto de los agregados sobre la pasta, ya que al congelarse el agua dentro de ellos, se deforman elásticamente sin romperse por tener una estructura más resistente que la del cemento y ejercen presión directa sobre la pasta generando tensiones adicionales a las ocasionadas en el cemento independientemente.

12.3 CONTROL DE LA DURABILIDAD FRENTE AL CONGELAMIENTO Y DESHIELO.

a) Aditivos incorporadores de aire.

Uno de los avances más importantes en la Tecnología del concreto ha sido el desarrollo de los aditivos incorporadores de aire a fines de la década de los años cuarenta. Si recordamos las teorías que explican el efecto del congelamiento en el concreto, concluiremos que en ambas existe un desplazamiento de agua en estado líquido o sólido que al encontrar restringida esta deformación genera esfuerzos.

El principio de los incorporadores de aire consiste en introducir una estructura adicional de vacíos no interconectados, que permiten asimilar los desplazamientos generados por el congelamiento eliminando las tensiones.

Se ha establecido el denominado "Factor de espaciamiento" ($e > 0.2$ mm) que representa la distancia máxima que debe existir entre las partículas de la pasta y los vacíos introducidos por el incorporador de aire para que sea realmente efectivo en cuanto a controlar el efecto del congelamiento y descongelamiento. *(Ref. 12.8)*

Los porcentajes de aire incorporado que se recomiendan en función del Tamaño máximo de los agregados son los que se indican en la **Tabla 12.1** :

Tabla 12.1

Tamaño máximo nominal en pulgadas	Exposición severa con humedad constante en porcentaje	Exposición moderada con humedad ocasional en porcentaje
3/8	7.5	6.0
1/2	7.0	5.5
3/4	6.0	5.0
1 1/2	5.5	4.5
3	4.5	3.5

b) Curado.

No se puede pensar que sólo con los incorporadores de aire se soluciona el problema, pues si no le damos al concreto la posibilidad de desarrollar resistencia, de nada servirá la precaución anterior ante la fatiga que va produciendo la alternancia de esfuerzos en los ciclos de hielo y deshielo. Para un desarrollo normal de resistencia en el tiempo, el concreto debe curarse como referencia a una temperatura de por lo menos 13 °C para un elemento de 30 cm de espesor y 5 °C para espesores del orden de 1.80 m. por lo que debe procurarse mantener la temperatura adecuada mediante elementos aislantes que impidan que pierda calor y/o se evapore el agua, o se congele hasta que halla desarrollado al menos 35 Kg/cm².

Hay que recordar siempre el principio básico que se desprende de comprender el mecanismo de hidratación del cemento y que consiste en que la reacción química necesita agua, espacio para desarrollar los productos de hidratación, cierta temperatura y tiempo. Mientras controlemos estos factores mediante el curado, aseguraremos el desarrollo completo de las propiedades del concreto y favoreceremos la durabilidad.

Una experiencia personal que permitió el desarrollo de una técnica de curado en el Altiplano empleando manta de totora la implementamos durante la construcción del Aeropuerto de Juliaca.

En esta zona de la Sierra Peruana se dan alternancias de temperatura muy amplias que para la época en que se desarrolló la construcción entre Enero y Julio de 1984, significaban tener en el día hasta 35 °C y en la noche la temperatura descendía hasta - 2 °C ocasionando que se dieran en un período muy corto las condiciones ambientales de clima cálido y clima frío a la vez, obligando a adoptar precauciones en los diseños de mezcla y en los métodos de curado para contrarrestar estos efectos.

El ciclo de hielo y deshielo nocturno motivó el empleo de un incorporador de aire para darle durabilidad al concreto ante esta circunstancia, pero las temperaturas tan bajas en este lapso hacían prever que no se produciría un desarrollo normal de resistencia si no se tomaban algunas medidas.

Los vaciados se planificaron para realizarse durante el día, iniciándose a las 6.00 a.m. en que la temperatura ambiente era del orden de 13 °C, hacia las 12 m. había ascendido hasta 35 °C y alrededor de las 3.00 p.m. en que concluían las labores ya había descendido nuevamente a 13 °C lo que daba un período de trabajo de 9 Horas con una temperatura media del orden de 24 °C. La tasa de evaporación en función de las velocidades del viento y la humedad relativa ambiente se calculó en 1.5 a 2.0 Kg/m²/Hora, lo que

ameritaba tomar precauciones inmediatas para evitar fisuración por contracción plástica.

Las losas eran de 11" de espesor y la relación Volumen/Area superficial expuesta del orden de 0.28 indicaba que de no tomarse precauciones especiales, el incremento de temperatura debido al calor de hidratación se disiparía en menos de 24 Horas quedando el concreto expuesto a la temperatura ambiente para desarrollar la hidratación.

El principio de curado que se implementó consistió en aplicar inmediatamente después del vaciado un curador de membrana transparente del tipo resina, que controlara la fisuración por contracción plástica pero sin reflejar los rayos solares para concentrar más calor en el concreto. Cuando el concreto endureció lo suficiente, se colocó lámina plástica de color negro y posteriormente dos mantas de totora que suministraban un espesor aislante de aproximadamente 2".

Durante 7 días se retiraban en la mañana las mantas de totora para que la manta plástica negra concentrara el calor y lo transmitiera al concreto, y al atardecer se volvía a colocar la totora para conservar durante la noche gran parte del calor acumulado.

Esta solución se probó inicialmente a nivel de laboratorio y luego en losas de prueba verificándose el mantenimiento de una temperatura promedio del orden de 13 ° C durante la aplicación del sistema. También se probó la alternativa de dejar la cobertura de totora permanentemente durante 7 días sin embargo no dio los resultados satisfactorios conseguidos con el otro método.

Se ejecutaron 65,000 m² de losas de concreto correspondientes a las cabeceras de la pista de aterrizaje, calle de rodaje y zona de parqueo de aviones con un volumen de concreto del orden de 18,000 m³ sin problemas de fisuración, habiendo demostrado ser la totora un aislante magnífico para emplearse en curado de concreto. *(Ref. No 12.9)*

c) Diseños de mezcla

Los diseños de mezcla deben ejecutarse buscando concretos con la menor permeabilidad posible, lo cual se logra reduciendo la relación Agua/Cemento al mínimo compatible con la trabajabilidad para lo cual el ACI recomienda relaciones entre 0.45 y 0.50.

Hay que indicar que los incorporadores de aire tienen un efecto mínimo en combatir el congelamiento de los agregados, por lo que es importante

seleccionar los más adecuados, para lo cual es útil el ensayo ASTM C-88 (**Ref. 12.10**) que da una idea del comportamiento ante el intemperismo.

Existen ensayos en laboratorio de especímenes de concreto para evaluar su comportamiento ante el congelamiento y descongelamiento (**Ref.12.10**) sin embargo no son del todo concluyentes por la dificultad en correlacionarlos con las estructuras in situ.

Si se tiene la curiosidad de investigar y evaluar los procedimientos usuales de diseño de mezclas y producción de concreto para construcciones convencionales en las zonas de la Sierra donde se dan las condiciones de hielo y deshielo, se podrá comprobar que salvo casos excepcionales, se aplican los mismos criterios que para el caso de la Costa, empleando mezclas con gran cantidad de agua y relaciones Agua/Cemento altas con asentamientos de al menos 4", tendencia hacia los gruesos y consecuentemente problemas de cangrejeras , acabados porosos con poca impermeabilidad y ninguna precaución especial en cuanto al curado.

Sólo se aplican aditivos y curado apropiado en proyectos de cierta importancia cuando lo exigen las especificaciones técnicas, siendo lo corriente al recorrer las calles de estos pueblos y ciudades el comprobar que las pistas de concreto y estructuras están muy fisuradas y deterioradas por problemas de durabilidad no enfrentados adecuadamente.

Finalmente, es muy importante recalcar que ninguna de las precauciones mencionadas tendrán sentido si no se implementan eficientemente en obra y se establece un programa de control de calidad adecuado en la etapa de producción y colocación.

12.4 AMBIENTE QUÍMICAMENTE AGRESIVO.

El concreto es un material que en general tiene un comportamiento satisfactorio ante diversos ambientes químicamente agresivos.

El concepto básico reside en que el concreto es químicamente inalterable al ataque de agentes químicos que se hallan en estado sólido.

Para que exista alguna posibilidad de agresión el agente químico debe estar en solución en una cierta concentración y además tener la opción de ingresar en la estructura de la pasta durante un tiempo considerable, es decir debe haber flujo de la solución concentrada hacia el interior del

concreto y este flujo debe mantenerse el tiempo suficiente para que se produzca la reacción.

Este marco de referencia reduce pues las posibilidades de ataque químico externo al concreto, existiendo algunos factores generales que incrementan la posibilidad de deterioro como son : Las temperaturas elevadas, velocidades de flujo altas, mucha absorción y permeabilidad, el curado deficiente y los ciclos de humedecimiento y secado.

Los ambientes agresivos usuales están constituidos por aire, agua y suelos contaminados que entran en contacto con las estructuras de concreto. Se puede decir pues que el concreto es uno de los materiales que demuestra mayor durabilidad frente a ambientes químicamente agresivos, ya que si se compara estadísticamente los casos de deterioro con aquellos en que mantiene sus condiciones iniciales pese a la agresividad, se concluye en que estos casos son excepcionales.

12.5 EFECTO DE COMPUESTOS QUIMICOS CORRIENTES SOBRE EL CONCRETO. (Ref.12.2)

En la *Tabla 12.2* se puede apreciar el efecto de varias sustancias químicas comunes sobre el concreto simple, comprobándose pues que son muy pocas las que realmente le acusan un daño importante .

Dentro de este panorama, los compuestos que por su disponibilidad en el medio ambiente producen la mayoría de casos de ataque químico al concreto están constituidos por los cloruros y los sulfatos.

12.6 CLORUROS.

Los cloruros se hallan normalmente en el ambiente en las zonas cercanas al mar, en el agua marina, y en ciertos suelos y aguas contaminadas de manera natural o artificial.

Como se observa en la **Tabla 12.2**, los cloruros tienen una acción insignificante sobre el concreto desde el punto de vista de la agresión química directa, pero erradamente se les considera en muchas oportunidades causantes del deterioro que es producido por otros agentes.

En este sentido hay que tener perfectamente claro el concepto de que los cloruros no tienen acción perjudicial directa sobre el concreto sino es a través de su participación en el mecanismo de la corrosión de metales embebidos en el concreto, produciéndose compuestos de hierro que al expandirse rompen la estructura de la pasta y agregados. El no entender a

Tabla 12.2 .- Efecto de sustancias químicas en el concreto. (Ref. 12.2)

VELOCIDAD DE ATAQUE A TEMPERATURA AMBIENTE	ACIDOS INORGANICOS	ACIDOS ORGANICOS	SOLUCIONES ALCALINAS	SOLUCIONES SALINAS
Rápida	Clorhídrico Fluorhídrico Nítrico Sulfúrico	Acético Fórmico Láctico	-----	Cloruro de Aluminio
Moderada	Fosfórico	Tánico	Hidróxido de Sodio > 20 %	Nitrato de Amonio Sulfato de Amonio Sulfato de Sodio Sulfato de Magnesio Sulfato de Calcio
Lenta	Carbónico	-----	Hidróxido de Sodio 10 % a 20 % Hipoclorito de Sodio	Cloruro de Amonio Cloruro de Magnesio Cianuro de Sodio
Insignificante	-----	Oxálico Tartárico	Hidróxido de Sodio < 10 % Hidróxido de Amonio	Cloruro de Calcio Cloruro de Sodio Nitrato de Zinc Cromato de Sodio

cabalidad este fenómeno lleva muchas veces a confusión pues con frecuencia se descartan materiales con cloruros para su empleo en concreto simple sin ser esto necesario.

Como nota interesante debemos comentar que para producir concreto no reforzado, se puede emplear incluso agua de mar, (como en efecto se hace en algunos lugares en el mundo) si la estructura en cuestión no estará sometida posteriormente, a humedecimiento que produzca que entren en solución permanente los sulfatos que también contiene el agua marina. Empleando complementariamente algún cemento Puzolánico o resistente a los sulfatos, en los casos mas críticos se controlaría cualquier reacción de los sulfatos ,ya que estos constituirían el único riesgo potencial de deterioro.

En el acápite correspondiente a la corrosión se tratará en detalle el rol indirecto que cumplen los cloruros en ese fenómeno.

12.7 SULFATOS.

Los sulfatos que afectan la durabilidad se hallan usualmente en el suelo en contacto con el concreto, en solución en agua de lluvia, en aguas contaminadas por desechos industriales o por flujo en suelos agresivos.

Por lo general consisten en sulfatos de Sodio, Potasio, Calcio y Magnesio.

Los suelos con sulfatos se hallan normalmente en zonas áridas , y pese a que pueden no estar en muy alta concentración, si se producen ciclos de humedecimiento y secado sobre el concreto, la concentración puede incrementarse y causar deterioro.

El mecanismo de acción de los sulfatos considera dos tipos de reacción química (**Ref.12.11**) :

I) Combinación del sulfato con Hidróxido de Calcio libre (Cal Hidratada) liberado durante la hidratación del cemento, formándose Sulfato de Calcio (Yeso) de propiedades expansivas.

II) Combinación de Yeso con Aluminato Cálcico Hidratado para formar Sulfoaluminato de Calcio (Etringita) también con características de aumento de volumen. Algunos investigadores indican que existe un efecto puramente físico causado por la cristalización de las sales sulfatadas en los poros del concreto con aumento de volumen y deterioro.

En la **Foto 12.2(Ref.12.2)** podemos observar un caso característico de desintegración por sulfatos en ambiente marino.

12.8 CONTROL DE LA AGRESION QUIMICA.

La manera más directa consiste en evitar el construir en ambiente agresivo, pero esto no siempre puede llevarse a cabo, por lo que como regla general se debe procurar alguna barrera que evite el contacto de los cloruros y sulfatos en solución con el concreto.

Esta protección puede llevarse a cabo con pinturas bituminosas, a base de caucho o pinturas especialmente diseñadas para este tipo de agresión (normalmente del tipo epóxico), pero que resultan usualmente soluciones caras.

Otra medida es crear drenajes adecuados entre el concreto estructural y el suelo agresivo que corten el flujo de la solución impidiendo el contacto entre ambos. Una medida conveniente en este sentido consiste en emplear rellenos granulares de Tamaño máximo no menor de 1" de granulometría abierta, que limitan la posibilidad de flujo por capilaridad entre el concreto y el material de relleno.

Independientemente de lo anterior, lo básico para que se reduzcan las posibilidades de que el concreto sea deteriorado por agresión química consiste en que el diseño de mezcla considere una relación agua/ cemento baja de modo de reducir su permeabilidad, emplear agregados densos y utilizar cementos resistentes a los sulfatos como los Tipo II, Tipo V, Tipo IP, Tipo IPM o añadiendo específicamente Puzolanas que al combinarse con la cal libre del cemento reducen la formación de yeso.

La característica principal de los cementos resistentes a los Sulfatos consiste en un bajo contenido de Aluminato Tricálcico (Máximo entre 5 a 8 %) lo que disminuye la formación de compuestos expansivos.

Los aditivos que contribuyen a reducir el agua de amasado ayudan a incrementar la resistencia a los sulfatos , pero los acelerantes que contienen cloruros tienen un efecto negativo por lo que se recomienda prohibir su empleo en estas circunstancias.

En la **Tabla 12.3** se incluyen las recomendaciones que da el ACI con respecto al Tipo de cemento a emplearse para diferentes grados de

Tabla 12.3 .- Requisitos para concreto expuesto a soluciones con sulfatos (Ref. 12.2)

TIPO DE EXPOSICION A LOS SULFATOS	SULFATOS SOLUBLES EN AGUA (SO ₄) PRESENTES EN SUELOS (% en peso)	SULFATOS (SO ₄) EN AGUA (p.p.m.)	TIPO DE CEMENTO RECOMENDADO	RELACION AGUA/CEMENTO RECOMENDADA (Concreto Normal)	f _c MINIMO (Kg/cm ²)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	----	----	----
Moderada	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II, IP(MS) IS(MS), IPM(MS) I(SM)(MS)	0.50	280
Severa	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45	315
Muy Severa	> 2.00	> 10,000	V + Puzolana	0.45	315

exposición a Sulfatos (**Ref.12.2**), siendo importante tener en cuenta que deben interpretarse a la luz de las condiciones reales de ataque potencial para cada caso particular.

El hecho de que existan sulfatos en el suelo no significa necesariamente que atacarán al concreto puesto que si se trata por ejemplo de un clima muy seco donde no hay posibilidad de que entren en solución o esta posibilidad es mínima, es obvio que resulta antitécnico y antieconómico especificar cemento especial cuando se pueden tomar precauciones mas baratas y eficientes.

La agresividad por ataque de ácidos que ocurre en estructuras de uso industrial, se puede tratar de combatir con precauciones similares a la de los sulfatos, pero no existe el concreto que pueda resistir indefinidamente el ataque de ácidos con alta concentración, por lo que lo usual en estos casos es emplear recubrimientos especiales, como son los pisos epóxicos y pinturas epóxicas, que adicionalmente necesitan un mantenimiento frecuente para garantizar su efectividad.

12.9 ABRASION.

Se define la resistencia a la abrasión como la habilidad de una superficie de concreto a ser desgastada por roce y fricción.

Este fenómeno se origina de varias maneras, siendo las más comunes las atribuidas a las condiciones de servicio, como son el tránsito de peatones y vehículos sobre veredas y losas, el efecto del viento cargado de partículas sólidas y el desgaste producido por el flujo continuo de agua.

En la mayoría de los casos, el desgaste por abrasión no ocasiona problemas estructurales, sin embargo puede traer consecuencias en el comportamiento bajo las condiciones de servicio o indirectamente propiciando el ataque de algún otro enemigo de la (agresión química, corrosión etc.)siendo esto último más evidente en el caso de las estructuras hidráulicas.

En la **Foto 12.3 (Ref.12.2)**se puede observar un caso de desgaste por abrasión en la superficie de una losa armada.

12.10 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA A LA ABRASION DEL CONCRETO.

El factor principal reside en qué tan resistente es desde el punto de vista estructural ó mecánico, la superficie expuesta al desgaste.

Se han desarrollado varias maneras de medir el desgaste o la resistencia a la abrasión tanto a nivel de laboratorio como a escala natural (*Ref.12.12*), pero los resultados son bastante relativos pues ninguna de ellas puede reproducir las condiciones reales de uso de las estructuras, ni dar una medida absoluta en términos numéricos que pueda servir para comparar condiciones de uso o concretos similares, por lo tanto el mejor indicador es evaluar principalmente factores como la resistencia en compresión ,las características de los agregados, el diseño de mezcla , la técnica constructiva y el curado.

12.11 RECOMENDACIONES PARA EL CONTROL DE LA ABRASION.

Teniendo claros estos conceptos, es obvio que en la medida que desarrollemos las capacidades resistentes de la capa de concreto que soportará la abrasión, lograremos controlar el desgaste .

Se estima que la superficie aludida debe tener una resistencia en compresión mínima de 280 kg/cm² para garantizar una durabilidad permanente con respecto a la abrasión, lo cual indica que es necesario emplear relaciones Agua/Cemento bajas, el menor slump compatible con la colocación eficiente, agregados bien graduados y que cumplan con los límites ASTM C-33 para gradación y abrasión, así como la menor cantidad posible de aire ocluido.

Al margen de estas precauciones previas a la producción, está demostrado que un elemento fundamental en el resultado final lo constituye la mano de obra y la técnica de acabado.

Cuando se procede a realizar el acabado sin permitir la exudación natural de la mezcla, la capa superficial se vuelve débil al concentrarse el agua exudada, incrementándose localmente la relación Agua/Cemento.

Se considera que en condiciones normales, el acabado debe ejecutarse alrededor de dos horas luego de la colocación del concreto y habiéndose eliminado el agua superficial.

La cantidad de energía que pone el operario en el proceso de acabado tiene relación directa con el grado de compactación de la superficie habiéndose comprobado experimentalmente una gran diferencia cuando éste trabajo se

ejecuta con acabadoras mecánicas (de uso no muy corriente en nuestro medio).

Es usual apreciar la costumbre generalizada de espolvorear cemento sobre la superficie húmeda con objeto de "secarla" y terminar antes con el acabado, lo cual constituye una práctica negativa si aún continúa la exudación, pues la película de cemento actúa como una barrera impermeable reteniendo el agua y favoreciendo que disminuya localmente la relación Agua/Cemento.

Si este procedimiento se efectúa luego de la exudación y se integra el cemento o un mortero seco con el resto de la pasta, el efecto es muy beneficioso pues se consigue reducir localmente la relación Agua/Cemento e incrementar la resistencia, por lo que el concepto básico está en la oportunidad en que se hace esto y no en la acción misma.

Otra precaución importantísima está constituida por la técnica de curado pues de nada sirve tener materiales y un diseño de mezcla excelentes si luego no propiciamos las condiciones para que se desarrolle la resistencia, y que son temperatura y humedad adecuadas.

El curado debe iniciarse inmediatamente después de concluido el acabado superficial siendo recomendable mantenerlo no menos de 7 días cuando se emplea cemento Tipo I y un tiempo mayor si se emplean cementos de desarrollo lento de la resistencia.

Otras técnicas de curado como el secado al vacío son mucho más eficientes en cuanto a resultados, pero no constituyen soluciones que se puedan generalizar en nuestro medio por su costo, por lo que es necesario aplicar las técnicas convencionales como son el riego continuo o las "arroceras" que son alternativas simples y efectivas si se aplican bien y con continuidad.

Una técnica probada mundialmente (*Ref.12.13*) que mejora notablemente la resistencia a la abrasión de las superficies de concreto consiste en emplear el denominado "concreto fibroso" (Fiber concrete) del cual ya hemos hablado en el Capítulo 10.

Hay una variedad muy grande de tratamientos adicionales para lograr una superficie mucho más resistente que la obtenida con un concreto standard, y para ciertos casos especiales no hay otra opción que recurrir a ellos, sin embargo la recomendación principal es el no usarlos sin antes evaluarlos en forma práctica. En el caso de productos del tipo que vienen listos para su uso en obra, hay que tener cuidado pues los fabricantes no pueden cubrir con un sólo producto la infinidad de parámetros involucrados en lo

que al concreto se refiere, luego hay que aplicar las recomendaciones de ellos con sentido común y comprobar sus bondades antes de incluirlos en las obras.

12.12 CORROSION DE METALES EN EL CONCRETO.

El concreto por ser un material con una alcalinidad muy elevada ($\text{pH} > 12.5$), y alta resistividad eléctrica constituye uno de los medios ideales para proteger metales introducidos en su estructura, al representar una barrera protectora contra la corrosión. Pero si por circunstancias internas o externas se cambian estas condiciones de protección, se produce el proceso electroquímico de la corrosión generándose compuestos de óxidos de hierro que llegan a triplicar el volumen original del hierro, destruyendo el concreto al hincharse y generar esfuerzos internos.

En el concreto pueden incluirse una serie de metales dependiendo de la utilidad que queramos darle, pero lo real es que el acero es el metal de mayor uso desde que se desarrolló el concreto reforzado y sus múltiples aplicaciones, por lo que en este acápite nos limitaremos a considerar sólo el caso de la corrosión del acero de refuerzo.

12.13 MECANISMO DE LA CORROSION.

En la **Figura 12.1 (Ref.12.14)** se describe el esquema típico general de la celda electroquímica, consistente en un ánodo de Hierro, un cátodo de otro metal que para nuestro caso también sería Fe , con iones en un medio ácido, un elemento que permita el flujo iónico del cátodo al ánodo, y una conexión entre ánodo y cátodo para canalizar el flujo de electrones. En las **Fig.12.2 y 12.3(Ref.12.14)** se establece el esquema de la celda electroquímica en el caso del acero de refuerzo, y el mecanismo de acción sobre el concreto, permitiéndonos las siguientes conclusiones:

1) El ánodo y cátodo están separados, pero dicha separación puede ser una micra o una distancia muy grande e igualmente se verifica el fenómeno, por lo que en el acero de refuerzo se puede dar la corrosión por microceldas (**Fig.12.4**) o macroceldas (**Fig.12.5**).(**Ref.12.15**)

2) El oxígeno no está involucrado en el lugar donde se produce la corrosión, que es exclusivamente el ánodo, sin embargo sí es imprescindible que en el cátodo haya oxígeno y agua para el proceso electroquímico.

3) Debe existir la suficiente concentración de iones para que se inicie el flujo electroquímico, lo que en la práctica se produce cuando ingresan cloruros en cantidad suficiente, se reduce la alcalinidad ($\text{pH} < 8.0$) y se dan las condiciones de humedad en el cátodo.

4) El flujo se interrumpe y consecuentemente la corrosión, cuando se elimina el conductor metálico entre ánodo y cátodo o evitando que haya oxígeno en el cátodo o eliminando el agua entre ambos que es el medio de transporte de los iones.

En consecuencia, analizando el mecanismo es evidente que deben cumplirse varias condiciones para que se produzca la corrosión y en general salvo casos especiales esto no ocurre con frecuencia.

Sólo si tenemos cloruros en una determinada concentración referida al peso del cemento estimada normalmente del orden del 0.2 % existe la posibilidad de corrosión si a la vez se cumplen los otros requisitos. **(Ref.11.16)**

Es importante aclarar que tanto el ACI como otras instituciones dan porcentajes menores o mayores dependiendo de si se trata de concreto pretensado o si las condiciones de exposición son muy severas, pero lo real es que no hay evidencia concluyente que permita establecer límites aplicables a todos los casos particulares, por lo que siempre es imprescindible analizar todos los parámetros involucrados para establecer el verdadero riesgo potencial.

Como referencia se establecen en las **Tabla 12.4** las recomendaciones del Reglamento ACI- 318 con respecto al contenido máximo de cloruros en función del tipo de concreto y condición de exposición expresado en porcentaje referido al peso del cemento. La forma de aplicar estas limitaciones, consiste en primero determinar el contenido de cloruros de cada uno de los componentes mediante análisis químicos; luego en base a los pesos del agua, los agregados, los aditivos y el cemento en la mezcla, se calcula el aporte de cloruros de cada uno en peso y se suman constituyendo este valor el contenido total de cloruros del concreto. Dividiendo esta cantidad entre el peso del cemento en el diseño y multiplicándolo por 100

,obtenemos el porcentaje de cloruros referido al peso del cemento que se comparara con los valores de la **Tabla 12.4.**

**Tabla 12.4 .- Contenido máximo de ion cloruro para prevenir corrosión
(Ref. ACI - 318)**

TIPO DE ELEMENTO	CONTENIDO MAXIMO DE ION CLORURO EN CONCRETO (% en peso de Cemento)
Concreto Pretensado	0.06
Concreto Armado expuesto a cloruros	0.15
Concreto Armado protegido de la humedad	1.00
Otro Tipo de Concreto	0.30

**Tabla 12.5 .- Relaciones Agua/Cemento máximas para
condiciones especiales de exposición (Ref. ACI - 318)**

CONDICION DE EXPOSICION	RELACION A/C MAXIMA (Concreto Normal)	f _c MINIMO CONCRETO NORMAL Y LIGERO (Kg/cm ²)
Concreto con baja permeabilidad al agua	0.50	280
Concreto expuesto al hielo y deshielo en condición húmeda	1.00	315
Para prevenir corrosión en		

Concreto expuesto a sales para disolver hielo.	0.40	350
---	------	-----

En la **Tabla 12.5** se detallan las recomendaciones de ACI-318 sobre las relaciones Agua/Cemento máximas a aplicarse bajo condiciones especiales de exposición.

En las **Fotos 12.4, 12.5 y 12.6**, se pueden observar efectos de corrosión en el techo de una vivienda en Mollendo - Arequipa, donde las condiciones de exposición permanente a la brisa marina y el concreto con alta permeabilidad propiciaron la corrosión del acero de refuerzo. En la **Foto 12.7 (Ref. 12.2)** se aprecia un caso de corrosión en una columna.

12.14 COMO COMBATIR LA CORROSION.

Los cloruros pueden estar dentro del concreto desde su colocación, si los agregados, el agua de mezcla o los aditivos ya los incluían, luego el primer paso consiste en evaluar los materiales del concreto para estimar si contribuirán a la corrosión, y de ser así existen alternativas en cuanto a cambiarlos por otros que no los contengan o en el caso de los agregados someterlos a lavado para reducir su concentración.

La otra forma como se pueden introducir es entrando en solución por los poros capilares del concreto. Esto se verifica cuando el concreto está en exposición directa a agua con cloruros como es el caso de estructuras marinas o en el aire con alta humedad relativa, y en muchos casos se va depositando sobre el concreto por la humedad ambiental y el viento que arrastra partículas de suelo contaminado, introduciéndose la solución cuando llueve.

Como se apreciará, para que se produzca el ingreso es necesario que el concreto sea lo suficientemente permeable para que los cloruros lleguen hasta donde se encuentra el acero de refuerzo, por lo que se aplican las mismas recomendaciones que para la agresividad de los sulfatos, con la condición adicional de la importancia extrema del concreto de recubrimiento, que es la barrera principal para el ingreso. En los casos de ambientes agresivos con cloruros deben especificarse recubrimientos mayores de los normales y calidades de concreto que aseguren baja permeabilidad.

Se han desarrollado pinturas especiales para el acero con objeto de prevenir la corrosión bajo condiciones muy agresivas, pero en este aspecto es muy importante el establecer perfectamente las zonas catódicas de modo que con la pintura se evite el oxígeno y el agua que son los requisitos para

el

fenómeno y por otro lado, nunca se puede garantizar del todo que el proceso constructivo ocasione que existan algunas zonas desprotegidas en el acero por donde se inicie el proceso.

Existen aditivos llamados inhibidores, que añadidos a la mezcla de concreto combaten la corrosión anulando los cloruros (**Ref.12.17**) sin embargo su efectividad no está del todo garantizada, y algunos causan efectos secundarios como modificación del tiempo de fraguado, disminución de resistencia en compresión y eflorescencias.

Dentro de estos inhibidores están el Nitrito de Calcio, Nitrito de Sodio, Dicromato de Potasio, Cromato de Zinc, Cromato de Sodio, Benzoato de Sodio etc.

El método de protección probado como el más eficiente es el esquematizado en la **Figura 12.6 (Ref.12.19)** denominado de protección catódica, ya que el principio consiste en generar una corriente inversa a la originada por la celda electroquímica de modo de anular el flujo y eliminar el proceso de corrosión.

Esto se logra aplicando pinturas denominadas conductivas sobre el concreto que constituye el ánodo. Conectando una fuente de corriente entre el acero (cátodo) y el concreto, se origina un flujo de electrones que anula o minimiza el que produce la corrosión.

No son sistemas baratos ya que las pinturas conductivas son caras, y debe hacerse un estudio de la resistividad de la estructura in situ, pero el mantenimiento es económico pues se necesita una fuente de poder muy pequeña para cubrir áreas grandes.

Existe evidencia experimental en U.S.A. basada en la evaluación de muchas estructuras marinas con mas de 30 años de antigüedad construidas sin emplear cementos resistentes a los sulfatos, que indica que en el concreto saturado permanentemente con agua de mar, la acción de los sulfatos no es significativa ya que la acción de éstos se mitiga debido a la presencia de los cloruros, predominando el riesgo potencial de corrosión.

Sin embargo se ha observado en las estructuras intactas, que la presencia de contenidos de Aluminato Tricálcico del orden del 8% o más en el cemento, crea una barrera química contra la corrosión, lo que cambia pues el criterio tradicional de especificar Cemento Tipo V (con C3A < 5%) para este tipo de estructuras, en las que conviene usar Cementos Puzolánicos en vez de los que tienen alta resistencia a los sulfatos, que favorecen la corrosión en estos casos particulares.

En ambientes potencialmente agresivos como son las zonas adyacentes al mar, es conveniente el efectuar inspecciones periódicas de las estructuras para detectar el inicio de corrosión y evaluar las medidas correctivas.

Un modo bastante práctico de estimar la corrosión potencial consiste en emplear una solución de fenolftaleína al 2% para aplicarla sobre el concreto con objeto de tener una idea del estado de la alcalinidad del recubrimiento, que es uno de los elementos que provee protección. Si al reaccionar con el concreto se obtiene un color rojo intenso, es indicativo de que el orden de magnitud del pH es 10; colores rosados indican $\text{pH} < 10$ con disminución de la alcalinidad inicial del concreto, y una reacción incolora indica un valor de $\text{pH} \leq 8$ reflejando una gran disminución de la alcalinidad y de la calidad del recubrimiento propiciando la corrosión si se dan el resto de factores.

Finalmente, debemos añadir que cuando se produce la corrosión no existe otra solución mas que la reparación integral que por lo general es muy costosa, debido a lo cual es conveniente evaluar minuciosamente los riesgos potenciales al momento de diseñar o construir en ambientes agresivos.

12.15 REACCIONES QUIMICAS EN LOS AGREGADOS.

Las reacciones químicas en los agregados, que pueden producir desintegración han sido y continúan siendo muy investigadas a nivel mundial en relación con su repercusión en el concreto.

En nuestro país no se tienen experiencias comprobadas en este campo por un lado porque al tratarse de un aspecto sumamente especializado, escapa de las prácticas convencionales en el medio, siendo factible que problemas ocasionados por este tipo de reacciones se atribuyan a otras causas por falta de conocimiento del tema.

Las canteras para obtención de agregados para concreto en el Perú abarcan una clasificación mineralógica amplísima, dentro de la cual se encuentran una serie de minerales que podrían ser potencialmente reactivos al emplearse en concreto, por lo que es sumamente importante y urgente el empezar a desarrollar una tecnología propia en este campo pues no está lejano el día en que empiecen a detectarse problemas por el uso de estos agregados.

Las reacciones químicas que se presentan en los agregados están constituidas por la llamada reacción Sílice-Alcalis y la reacción Carbonatos - Alcalis.

12.16 REACCION SILICE-ALCALIS.

Se produce con algunos agregados del tipo ópalo, calcedonia, ciertas formas de cuarzo, andesita, dacita que reaccionan con los Hidratos de Calcio del cemento ocasionando compuestos expansivos.

Se han desarrollado varios métodos químicos, físicos y petrográficos para estimar el riesgo potencial de reactividad (**Ref.12.19**), y que se han tratado en el Capítulo 5, pero se reconoce que la mejor evaluación es la evidencia práctica del empleo de los agregados en concreto sin problemas .

Una de las dificultades para evaluar el riesgo consiste en que el desarrollo del fenómeno es lento, por lo que debe existir evidencia estadística de al menos cinco años para poder opinar sobre la habilidad práctica de algún agregado en particular sobre el que exista duda.

La reacción propicia el desarrollo de un gel expansivo en la interfase agregado-pasta, que rompe la estructura interna del concreto provocando fisuración y desintegración.

En las **Fotos 12.8, 12.9, 12.10 y 12.11 (Ref.12.20)** se puede observar el patrón característico de fisuración y algunas secciones ampliadas al microscopio que permiten visualizar el desarrollo del gel.

Es importante anotar que además de la reactividad potencial que pueden tener los agregados, deben darse otras condiciones para que se produzca la reacción, como son la calidad particular del agregado en cuestión, alto contenido de álcalis del cemento (superior al 6%), humedad relativa del orden del 80% y en el caso de climas cálidos con temperatura ambiente elevada la reacción se acelera. Sin embargo, se concluye que no es tan fácil que se conjuguen todos los factores a la vez, por lo que este tipo de reacciones no se da con mucha frecuencia.

12.17 REACCION CARBONATOS-ALCALIS.

Se produce en algunas piedras calcáreas dolomíticas con un mecanismo aún no perfectamente definido pero que aparentemente difiere del anterior pues no se produce ataque al sílice siendo el patrón de fisuración similar.

Mediante el análisis petrográfico y rayos X es posible establecer en cierto modo el riesgo de reactividad pero se mantienen las mismas consideraciones que en el caso anterior.

12.18 RECOMENDACIONES SOBRE REACCIONES QUIMICAS EN LOS AGREGADOS.

Como ya mencionamos, en nuestro medio no hay muchos antecedentes de ocurrencia de este tipo de reacciones pese a que por ejemplo la andesita es un mineral muy abundante en nuestro país, pero es probable que la cantidad de obras que se hayan ejecutado en las zonas que pudieran ser potencialmente reactivas no hayan ameritado el empleo masivo de estos materiales, o simplemente no tienen la reactividad que tienen en otros países donde el problema sí es grave.

En todo caso, es factible efectuar en el Perú los ensayos ASTM para evaluar estos materiales (*Ref.12.19*), y sería posible también implementar la prueba sudafricana y la de la Universidad de Cornell (*Ref.12.20*), sin embargo no existe la experiencia práctica desde el punto de vista de los ensayos petrográficos por ejemplo, donde tiene suma importancia la experiencia del evaluador que usualmente es un Geólogo ó un Ingeniero de Minas que no pueden opinar mucho del mineral con relación a su comportamiento con el cemento, dado que no existe en nuestras Universidades la especialidad de Tecnólogos en Concreto, que pudiera ir formando profesionales orientados hacia estos problemas.

En conclusión, la mejor recomendación al evaluar una cantera donde haya sospecha de reactividad alcalina es recopilar la mayor información estadística sobre el uso anterior de los agregados en la producción de concreto e inspeccionar las obras ejecutadas para poder estimar el riesgo.

Finalmente, se ha comprobado (*Refs.12.20 y 12.21*) que algunos métodos alternativos para prevenir la reactividad alcalina son el empleo de sales de Litio (LiOH, LiF, Li₂CO₃), como aditivos en la mezcla, el remplazo de al menos el 25% del cemento por cenizas volátiles y el uso de puzolanas.

-----OO-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 12.1) Report ACI Committee 116.R .- "Cement and Concrete Terminology" - 1985.
- 12.2) Report ACI Committee 201.2R .- "Guide to Durable Concrete " - 1982.
- 12.3) Mather Bryant.- "Durability of Concrete Construction - 50 Years of Progress".- Journal of the Construction Division, ASCE 101 - 1975.
- 12.4) Popovics Sandor .- "A Classification of the Deterioration of Concrete based on Mechanism" ACI SP 100-10 Publication" - 1987.
- 12.5) Powers T.C.- "The Mechanism of Frost Action in Concrete " - Stanton Walker Lecture No 3, National Ready Mixed Concrete Association- 1965.
- 12.6) Helmuth R.A.- "Discussion of Frost Action in Concrete" - National Bureau of Standards Monography No 43 - 1962.
- 12.7) Verbeck George, Langdgren Robert .- "Influence of Physical Characteristics of Aggregates on Frost Resistance of Concrete" - Proceedings ASTM V.60 - 1960.
- 12.8) Report ACI Committee 212.3R .- "Chemical Admixtures for Concrete " - 1989.
- 12.9) Pasquel Enrique .- "Curado de Concreto en el Altiplano empleando recursos de la zona" - VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil - Cajamarca 1984.
- 12.10) ASTM Standard C-88 .- "Soundness of Aggregates by use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate".
ASTM Standard C-666.- "Resistant of Concrete to rapid Freezing and Thawing".

- ASTM Standard C-671.- "Critical Dilation of Concrete specimens subjected to Freezing".
- 12.11) Lea, F.M. .- "The Chemistry of Cement and Concrete" - Edward Arnold Publishers - London 1988.
- 12.12) ASTM Standard C-779.- "Abrasion Resistance of Horizontal Concrete Surfaces".
- 12.13) Report ACI Commitee 544.1R .- "State on the Art Report on Fiber Reinforced Concrete"- 1986.
- 12.14) Hime W.,Erlin B. .-"Some Chemical and Physical Aspects of Phenomena Associated with Chloride-Induced Corrosion" - ACI SP-102.1 Publication - 1987.
- 12.15) "ACI Forum : Influence of Chlorides in Reinforced Concrete".- ACI SP-102.9 Publication - 1987.
- 12.16) Holm J. .- " Comparison of the Corrosion Potential of Calcium Chloride and a Calcium Nitrate Based Non Chloride Accelerator - A Macro Cell Corrosion Approach" ACI SP-102.4 Publication - 1987
- 12.17) Report ACI Commitee 222.R .- "Corrosion of Metals in Concrete" - 1989
- 12.18) Lehmann J.-"Cathodic Protection (Corrosion Control) of Reinforced Concrete Structures using Conductive Paintings".- ACI SP-102.8 Publication - 1987.
- 12.19) ASTM Standard C-289.- "Potential Alkali Reactivity of Aggregates - Chemical Method". ASTM Standard C-227.- "Potential Alkali Reactivity of Aggregates -Mortar Bar Method". ASTM Standard C-342.- "Potential Volume Change of Cement Aggregate Combinations".

- 12.20) Stark David, Morgan Bruce, Okamoto Paul.- “Eliminating or Minimizing Alkali-Silica Reactivity”.- Strategic Highway Research Program; National Research Council, Washington, DC - 1993.
- 12.21) Stark David.- “Lithium Salt Admixtures- An alternative Method to Prevent Expansive Alkali-Silica Reactivity”.- Portland Cement Association, Research and Development Information - 1992.

-----OO-----

CAPITULO 13

LA CALIDAD EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION Y SU TRASCENDENCIA EN EL CONCRETO.

13.0 INTRODUCCION.

Hace ya algunos años que viene ocurriendo una revolución a nivel mundial en lo relativo a la calidad en los procesos productivos, en los servicios y en general en toda actividad orientada hacia un fin comercial.

Históricamente, tiene su origen en el denominado “milagro japonés” de la postguerra, que ocasionó una revisión y replanteamiento en el mundo occidental de los términos de referencia que definían conceptos como calidad, productividad, gerencia y eficiencia, ante la evidencia de un desarrollo asombroso y acelerado del Japón en el ámbito económico, basado en principios aparentemente innovadores en los aspectos aludidos.

Fue el norteamericano W. Edwards Deming , quién en el año 1950 emigró a laborar en el Japón al no haber tenido acogida en su país las ideas que propugnaba sobre un nuevo enfoque gerencial y tecnológico en el ámbito de la calidad y la productividad. En el oriente halló la receptividad que no encontró en su patria, pudiendo entonces aplicar y difundir los principios que colaboraron a que en menos de 50 años el Japón se convirtiera en la segunda potencia económica mundial.

En los años posteriores al fin de la segunda guerra mundial, las industrias norteamericanas no se daban abasto para satisfacer las demandas del mercado de consumo insaciable generado por las carencias y limitaciones que ocasionó el conflicto bélico, por lo que todo lo que se producía se vendía local e internacionalmente, y no se visualizaba la necesidad de realizar mayores innovaciones en un sistema en que los mercados eran mayormente cautivos, existía muy poca competencia, se asumía a priori que la calidad de los productos y servicios norteamericanos era insuperable y todo marchaba aparentemente sobre ruedas

Es a mediados de la década de los setenta e inicio de los ochenta que la vertiginosa demanda en E.E.U.U. y a nivel mundial por los productos japoneses hace que las industrias norteamericanas redescubran las ideas de Deming, al evidenciarse un manejo obsoleto de los aspectos de calidad y

productividad en el mundo occidental con la pérdida consecuente de la hegemonía comercial.

Es entonces que empiezan a desarrollarse y difundirse una serie de conceptos y técnicas orientadas a mejorar la calidad y la forma de gerenciarla, que han derivado en una variedad de términos como : Garantía de Calidad (Quality Assurance), Calidad Total (Total Quality), Gerencia de Calidad (Quality Management), Gerencia de Calidad Total (Total Quality Management), Programa de Mejora de Calidad (Quality Improvement Program), Equipos de Mejora de Calidad (Quality Improvement Teams), Reingeniería (Re-engineering), Excelencia (Excellence) ,etc. que representan enfoques del mismo tema con matices diversos.

No obstante las etiquetas asignadas a cada una de estas filosofías que aparentemente se autodefinen, ninguna posee una definición y desarrollo simple de su fundamento y principios, por lo que todas tienen sus seguidores y detractores pese a estar orientadas en el mismo sentido.

Por lo tanto, no pretendemos abordar el amplio espectro actual sobre este campo, pero para tener una aproximación básica que permita al lector el formarse un criterio propio para evaluar individualmente cada una de estas alternativas e inclinarse por una u otra según respondan a sus expectativas, creemos importante reproducir los 14 principios de Deming que fueron el punto de partida de esta corriente innovadora :**(Ref.13.1)**

- I. Crear perseverancia de propósitos hacia el mejoramiento del producto o servicio con un plan para ser competitivos, permanecer en el negocio y ofrecer empleo.
- II. Adoptar la nueva filosofía desechando los niveles comúnmente aceptados de demoras, errores, materiales y mano de obra defectuosos.
- III. No basar el control de calidad en la inspección masiva, requerir en cambio evidencia estadística del logro de las mejoras.
- IV. Terminar con la práctica de enfocar el aspecto comercial sobre la base exclusiva de maniobrar con los precios.

- V. Es labor gerencial el trabajar continuamente en el sistema detectando y enfrentando los problemas para mejorar la calidad y productividad..
- VI. Instituir métodos modernos de capacitación para el trabajo.
- VII. Instituir métodos modernos de supervisión de los trabajadores en el mejoramiento incesante La responsabilidad de los supervisores debe orientarse hacia la calidad en vez de hacia las cifras.
- VIII. Eliminar el temor en las relaciones laborales, de modo que cada persona pueda trabajar de manera mas auténtica por la empresa.
- IX. Quitar las barreras organizativas entre secciones o departamentos de la empresa.
- X. Descartar las metas numéricas arbitrarias, posters y slogans dirigidos a la fuerza laboral exigiendo nuevos niveles de productividad, si no se provee la metodología para lograrlos.
- XI. Reemplazar patrones de trabajo basados en cuotas numéricas por el mejoramiento incesante.
- XII. Suprimir los obstáculos que existan entre el trabajador y su derecho a sentirse orgulloso del fruto de su labor.
- XIII. Instituir un programa vigoroso de educación y reentrenamiento del personal.
- XIV. Crear una estructura en los máximos niveles gerenciales que propulse cada día el cumplimiento de los 13 puntos precedentes.

Aunque los procesos fabriles fueron los primeros receptores de las metodologías orientadas a mejorar calidad, estas se han ido extendiendo en mayor o menor grado a todas las actividades productivas de bienes y servicios, de tal manera que la Organización Internacional de Normalización (ISO-International Standards Organization) ha establecido las normas de la serie ISO 9000, que establecen requerimientos organizativos y operativos integrales que deben cumplir las empresas que

aspiran a recibir dicha certificación, que las habilita a ser reconocidas como poseedoras de los mas altos niveles de calidad.

Si bien no existe actualmente ninguna normativa legal que obligue a las empresas a contar con dicha certificación, es evidente que la tendencia a mediano y largo plazo será hacia universalizar su implementación, en una suerte de selección natural en que en un futuro quizás no tan utópico, las empresas que no se orienten en este sentido, serán marginadas en las actividades comerciales, por las diferencias obvias en garantizar la calidad de los bienes y/o servicios que ofrecen en comparación con aquellas que estén certificadas.

Hay que tener muy claro que la normativa de la serie ISO 9000 no es una filosofía gerencial como las que hemos mencionado en párrafos anteriores, sino que establece una tecnología práctica para cuantificar y garantizar calidad, pero de ningún modo significa que la empresa que logre esta certificación tiene asegurado el éxito en sus actividades comerciales ya que intervienen otros factores como se puede inferir fácilmente por ejemplo del análisis de los principios de Deming, no obstante, las empresas certificadas tienen una ventaja obvia en el aspecto calidad sobre las que no lo están.

La industria de la construcción se ha rezagado en comparación con otras áreas productivas en la adaptación y aplicación de los principios de calidad integral a sus actividades, principalmente por existir diferencias importantes en aspectos conceptuales y operativos en comparación con los procesos fabriles y de servicios, las cuales detallaremos en los acápites siguientes. Sin embargo, es una realidad que tarde o temprano debe alinearse en dicha dirección pues al ser una industria multiplicadora interrelacionada con una gran cantidad de procesos productivos que ya se están desarrollando muy rápidamente en el campo de la calidad, debe estar en igualdad de condiciones en esta área para poder negociar equitativamente en el intercambio comercial futuro.

13.1 CONCEPTOS BASICOS DE CALIDAD

13.1.1 Definición de la calidad.

Una de las mejores definiciones que hemos hallado en cuanto a la calidad es la establecida por la norma ISO 9000 : *(Ref.13.2)*

“ Es la totalidad de condiciones y características de un producto o servicio que sustentan su habilidad para satisfacer necesidades establecidas o implícitas “

Luego pues la calidad no es un concepto absoluto, ya que si bien en lo que respecta a las características implícitas del producto estas pueden ser claras e invariables, las que establece adicionalmente el usuario o consumidor en forma espontánea (por sus inclinaciones naturales) o de manera inducida (por dispositivos legales, la publicidad, técnicas de mercadeo etc.) son en su mayoría subjetivas y cambiantes en el tiempo.

En la medida que se desarrolla mas la tecnología en la fabricación de un producto, o en la prestación de un servicio, se refinan las características implícitas y aumentan las características establecidas por el consumidor complicándose la determinación objetiva de la calidad.

Se puede concluir en que la calidad de un producto o servicio tiene un aspecto tecnológico hacia el que apuntan las normas y reglamentos para cuantificar y regular sus características, pero además está íntimamente relacionada con la percepción que tenga el consumidor o usuario de las características implícitas y establecidas que le satisfacen.

13.1.2 El control de calidad.

Controlar la calidad de un producto consiste en general en evidenciar y cuantificar el cumplimiento o no de ciertos criterios y parámetros técnicos antes, durante y después del proceso productivo, para evaluar en que medida son satisfechos los requerimientos esperados.

El control de calidad no garantiza de por sí la calidad de un producto o servicio, ya que sólo es un medio, una herramienta para medir los resultados de la planificación y ejecución del proceso productivo, y la utilidad de este control dependerá del uso que se le dé a la información que aporta.

Originalmente, el control de calidad se concebía como la evaluación masiva de la totalidad de los artículos producidos, para detectar y separar los que no cumplieran con las especificaciones; pero esta noción no estaba orientada a corregir los defectos sino a descartar los productos defectuosos.

Con el perfeccionamiento de los criterios y métodos probabilísticos el control de calidad pasó de ser masivo a estadístico y se convirtió en la herramienta indispensable para cuantificar la eficiencia de los procesos productivos en el cumplimiento de los standards, y reducir al mínimo los defectos.

Existen varias técnicas estadísticas de control de calidad que normalmente se basan en el principio del muestreo por lotes para establecer el cumplimiento o no de cierto criterio probabilístico que asegure un nivel de calidad garantizado. Los controles se realizan en forma sistemática y aleatoria, con muestreos y frecuencias que dependen del tamaño de los lotes aplicando usualmente una norma o standard científicamente aprobado como patrón de referencia.

13.1.3 La calidad Total o integral

Se define la calidad Total o integral al conjunto de acciones adoptadas por una empresa, encaminadas a garantizar la calidad absoluta del producto o servicio que brinda.

Las diversas metodologías que hemos citado, tienen los siguientes puntos comunes respecto a la calidad integral o total :

- I. El objetivo principal es la satisfacción completa del cliente o consumidor.
- II. Se debe involucrar y comprometer activamente a todos los sectores, departamentos o estamentos de la empresa en la filosofía de incremento de calidad.
- III. Debe ser dinámica, mediante una evaluación y replanteamiento constantes en base a los resultados que se vayan obteniendo, de modo de lograr el perfeccionamiento perenne de la calidad, que es un proceso que nunca acaba.
- IV. Es fundamental la identificación del personal con las metas y métodos de mejora de calidad, propiciando su entrenamiento, participación, evaluación y el reconocimiento continuo de su esfuerzo.

Es valioso tener en cuenta que todo programa o proyecto de calidad total no es de implementación rápida, considerando los especialistas (*Ref. 13.3*) que el tiempo normal que toma el instaurarlo en una empresa es del orden de 7 a 10 años por la dificultad esencial de lograr el cambio de mentalidad del personal para adoptar la nueva filosofía. Se ha evaluado estadísticamente que normalmente sólo un tercio del personal tiene la disposición inicial al cambio y los dos tercios restantes o no colaboran o ponen trabas para su consecución.

Por otro lado, cualquier sistema integral de mejoramiento de calidad amerita una inversión económica significativa, que debe estar muy bien planificada y orientada para que represente un valor añadido que pueda ser percibido por el cliente o consumidor, ya que de otro modo será motivo del fracaso de su implementación. Existe un principio denominado de "Retorno de Calidad" (Return in Quality), que indica que si no se puede apreciar un retorno de la inversión hecha en las actividades de incremento de calidad, es mejor no hacerlas y replantearlas en términos que el cliente pueda percibir de manera efectiva un valor agregado al producto o servicio por el que paga.

13.2 LA CALIDAD EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

13.2.1 Aplicabilidad de la calidad total en la industria de la construcción.

Han habido algunas opiniones divergentes sobre si los conceptos de calidad total o calidad integral son factibles de aplicarse al caso de la industria de la construcción, pues los que juzgan que no es posible, lo justifican argumentando principalmente que se trata de una industria completamente diferente a las de tipo fabril o de servicios y por lo tanto no pueden ser empleados conceptos que han sido creados para otra realidad.

Esto ha motivado que dicha industria se haya rezagado en la tendencia mundial hacia aplicar dichas metodologías a todos los ámbitos de la actividad productiva, sin embargo, la ejecución de cierto tipo de procesos constructivos muy especiales como es el caso de los reactores nucleares ha demostrado que son factibles de ser implementadas en la construcción.

En efecto, es plenamente conocido que los reactores nucleares se construyen a nivel mundial desde hace varias décadas, y han sido estos

procesos constructivos los pioneros en el establecer técnicas de mejoramiento de calidad que garantizaran la seguridad de dichas instalaciones pese a que no se le asignaran los rótulos que hoy en día están de moda. Si bien estos casos fueron considerados sumamente excepcionales por las peculiaridades de dichas obras y porque nadie pondría en discusión la necesidad de invertir el esfuerzo y la cantidad de dinero que fuera necesaria para prevenir la pérdida de vidas humanas, demuestran que con mayores o menores dificultades la implementación es posible sin lugar a dudas.

13.2.1 Dificultades para implementar la calidad total en la industria de la construcción.

Estadísticas norteamericanas indican que hacia fines de 1995 sólo 3 de cada 1000 empresas del campo de la ingeniería y la construcción tenían certificación ISO (*Ref.13.2*) lo que nos lleva a reflexionar en los motivos por los que no se sigue la tendencia que tienen otras áreas productivas en que la proporción es varias veces mayor.

El cliente o consumidor basa su percepción del producto en tres factores sintetizados que son : calidad, afinidad con sus gustos y precio; que confluyen en la frase popular tan conocida de bueno, bonito y barato. En la medida que el producto o servicio tiene un precio mas elevado, la tendencia es a sacrificar en mayor o menor medida los dos primeros factores hasta llegar al nivel adquisitivo disponible del consumidor.

Las industrias que trabajan sobre artículos o servicios de consumo masivo y de relativo bajo precio, inciden en los dos primeros factores porque la percepción del cliente está orientada obviamente sobre ellos, al ser el nivel adquisitivo accesible a cualquier persona en general. Luego, es claro y relativamente fácil orientar el valor agregado de que hablábamos anteriormente cuando se trata de incrementar calidad.

En las industrias como la de la construcción donde los productos o servicios tienen precios relativamente elevados, es muy difícil que el cliente perciba el valor añadido de incrementar calidad, cuando prima el criterio del precio mas bajo y se guía para evaluar calidad con aspectos como curriculum de obras ejecutadas por la empresa, solvencia económica, cantidad de personal y equipo etc., que no son todo lo objetivos que podría pensarse pues finalmente, nada de esto asegura que quedará satisfecho.

Si analizamos los criterios que se aplican internacionalmente para la licitación de obras públicas y privadas, se apreciará que salvo algunos

casos excepcionales la asignación se otorga normalmente a la oferta mas baja, partiendo de la premisa de una calificación preliminar en que todas las empresas aprobadas son capaces de ofrecer la misma calidad en base a los criterios que hemos indicado. Si esto fuera una garantía de la calidad de las obras, no existiría la intervención de los entes supervisores que contratan los clientes, para asegurar que serán satisfechos en el producto final, ni tantos problemas contractuales y legales derivados de estos trabajos..

En conclusión, los clientes de la industria de la construcción consideran en general la calidad como un problema exclusivo de quien les vende el servicio y por el que no tienen por que pagar mas, salvo alguna disposición legal o reglamentaria que lo obligue a requerir la implementación de estas metodologías o que de algún modo su propiedad vea incrementado su valor comercial por esta particularidad, lo cual no es usual.

En esta situación, es muy difícil que una empresa del campo de la construcción invierta dinero en incrementar calidad si no se cumple el principio del retorno de calidad de que hablábamos antes.

Afortunadamente, en los países desarrollados está cambiando esta mentalidad debido a que al haberse propagado rápidamente la calidad total en las industrias fabriles ,estas están exigiendo a sus proveedores y contratistas que tengan en su organización niveles de calidad similares para considerarlos aptos para otorgarles trabajo, lo que está motivando que las empresas del ramo de la construcción inviertan en este sentido, para ser consideradas certificadas. Esta corriente va a incrementarse con el tiempo, y los países subdesarrollados no podrán excluirse de la tendencia debido a la globalización cada vez mas creciente en el ámbito comercial, y sólo estarán aptas para competir en igualdad de condiciones las empresas certificadas en el ámbito de la calidad total..

Adicionalmente al aspecto mencionado, es cierto que en la construcción existen una serie de diferencias de tipo práctico u operacional en relación con los procesos fabriles, que complican la instauración de programas de incremento de calidad, como por ejemplo :

- a) Usualmente no se pueden adaptar los locales de trabajo y las condiciones ambientales a los procesos productivos, como si se puede hacer en una fábrica, sino que debe hacerse lo contrario, con los problemas inherentes a la variabilidad de dichas condiciones .

- b) Existe mayor incidencia de labor manual artesanal que en otras industrias con la consecuencia de la dificultad en lograr patrones uniformes en el producto final
- c) Usualmente la mayor parte del personal es eventual, por lo que la identificación con las metas, entrenamiento permanente, compromiso con la filosofía de calidad total, etc. son mas difíciles de lograr por el corto tiempo disponible.
- d) La experiencia individual de los trabajadores manuales e intelectuales, es un factor al que se le da gran trascendencia en la industria de la construcción, siendo uno de los aspectos que paradójicamente obra en contra de las metodologías de mejoramiento de calidad, por cuanto el personal es reacio a aplicar aquello diferente a lo que ha experimentado y que está convencido que funciona.
- e) Es una industria multiplicadora que depende de otras muchas sobre las que no tiene injerencia directa, por lo que las mejoras de calidad obligan a intervenir en la evaluación de procesos productivos ajenos, incrementándose las instancias de control.
- f) En un proceso de tipo fabril, la mayoría de materias primas y factores que intervienen se pueden limitar, regular, uniformizar y medir, lo que facilita enormemente dicho control y sus resultados, lo que en la construcción se puede hacer sólo relativamente, por emplearse materiales en su mayoría muy heterogéneos, en cantidades significativamente mayores y utilizando equipos pesados que no permiten los refinamientos de los procesos fabriles.
- g) En la industria de la construcción no existe la metodología de evidenciar con procedimientos y reportes escritos las diversas etapas de los procesos, lo que redundo en la informalidad en la ejecución de las labores y en la dificultad de hacerlas sistemáticas y uniformes.

Entre los años 1981 a 1988, tuvimos a nuestro cargo la Jefatura de Garantía de Calidad de las obras civiles del Reactor Nuclear construido en Huarangal- Lima, que ha sido la primera experiencia de calidad total en el Perú aplicada a la industria de la construcción. Pudimos comprobar

directamente la mayoría de dificultades que hemos mencionado para llevar adelante los programas de mejoramiento de calidad, pero también pudimos verificar la viabilidad de su implementación racional.

Una observación que nos parece necesario hacer basados en la experiencia nombrada, es que pese a todo el respaldo conceptual y metodológico sobre la calidad total, es necesaria una mayor creatividad y adaptación para pasar de la teoría a la práctica en el caso de la construcción, ya que cada empresa y cada obra representan variantes particulares que no necesariamente se ajustan a las generalizaciones, que si funcionan en otras áreas productivas.

13.2.2 La construcción con concreto y la calidad.-

El diseño y la construcción con concreto representa uno de los mayores rubros de esta industria, siendo poco probable que se ejecuten obras en que no intervenga este material en alguna etapa del proceso constructivo. En este sentido, a pesar de que el concreto es un material de construcción con características particulares, independientes del proceso en que interviene, no pueden considerarse aislados estos aspectos cuando de calidad integral se trata por cuanto están íntimamente unidos.

Considerando pues, que abordar la calidad total del concreto representaría tratar todos los aspectos del proceso constructivo, superando los objetivos del presente trabajo, incidiremos fundamentalmente en el control de calidad convencional con las pruebas standard y criterios que permiten evaluar los materiales, la mezcla fresca y el concreto endurecido.

13.3 Control de calidad del concreto.-

En el caso del proceso constructivo con concreto, el panorama es bastante complejo pues normalmente no se tiene la posibilidad de limitar factores como son el medio ambiente, variabilidad de los materiales como el agua, cemento, agregados y aditivos, y la diversidad de equipos, técnicas constructivas y mano de obra. Esto redundo en que el control de calidad de este material revistan características muy particulares.

Es una creencia generalizada que los factores de seguridad que aplican los diseñadores de estructuras de concreto cubren las dispersiones anotadas, pero esto sólo es cierto si se cumplen estrictamente los requisitos de

calidad establecidos para cada caso particular y el control se realiza de acuerdo a criterios estandarizados, ya que de otra manera se viene abajo todo el fundamento estadístico que avala los factores de seguridad aludidos.

Muchas veces el convencimiento de las bondades evidentes del concreto en comparación con otros materiales pareciera como que nos habilita a restar importancia al hecho de que cualquier persona puede hacer concreto, pero no cualquiera está capacitado para diseñar, controlar y producir concreto de buena calidad que cumpla fielmente con las premisas establecidas por las condiciones de diseño.

Por otro lado la idea de suplir esto "añadiendo mas cemento" desmerece los principios de profesionalismo si lo hace un Ingeniero y contribuye a incrementar la informalidad si lo hace un empírico, con resultados sumamente dudosos y negativos en ambos casos, que a la larga el tiempo se encarga de revelar.

Dentro de este contexto, una premisa básica es aquella de que: "*No se puede controlar aquello que se desconoce*".

Afortunadamente, el avance tecnológico de los últimos 50 años ha permitido el tener en la actualidad un gran conocimiento científico sobre el concreto que ha contribuido al establecimiento de un buen número de normas o standards de control de calidad para evaluar sus propiedades principales.

Circunscribiéndonos a nuestra realidad local, es evidente que son muy pocos los profesionales e instituciones que conocen en profundidad y disponen de las normas vigentes aplicables para el control de calidad del concreto, bien sean las ASTM norteamericanas o sus equivalentes nacionales.

Aunado a esto existe muy poca difusión sobre qué miden estas pruebas, cuales son aplicables para nuestras obras y cómo debe evaluar el profesional los resultados, ya que se comete frecuentemente el error de aplicarlas en forma indiscriminada, copiando especificaciones foráneas o repitiendo especificaciones para proyectos completamente disímiles.

Igualmente, queremos llamar a reflexión sobre la costumbre tan enraizada entre nosotros de encargar la planificación y el control de calidad en las obras a personal empírico que si bien tiene la experiencia operativa manual en ejecutar ciertos ensayos de control, no tiene la formación académica ni el conocimiento especializado que se requiere en estas labores para delinear un programa de control de calidad adecuado a cada obra .

Para complicar más el panorama, la mayoría de las veces no se les da las facilidades mínimas de equipo de medición y control ni medios de transporte para desplazarse a realizar oportunamente los chequeos en los frentes de trabajo, por lo que su labor se torna más meritoria en estas condiciones, sin que esto signifique que se cumplan necesariamente en forma satisfactoria los requisitos del control de calidad. Hay que resaltar no obstante el trabajo sobresaliente de muchos de estos técnicos, que en forma autodidacta o aprovechando al máximo las pocas posibilidades de perfeccionamiento o actualización para mandos intermedios en nuestro entorno, superan gran cantidad de problemas de obra por sus propios medios.

Desde otro ángulo, no se le asigna la importancia debida a la implementación de los laboratorios en obra, al ser considerados generalmente una inversión no muy productiva, por lo que se dotan incluso en obras grandes, únicamente del equipo mínimo indispensable para hacer granulometrías, medir slump y ensayar en compresión probetas de concreto, siendo muy raro el encontrar equipo adicional tan importante en la Tecnología del Concreto actual como son medidores de aire incorporado, estaciones metereológicas portátiles, termómetros de inmersión, medidores de tiempo de fraguado, equipo de medición de deformaciones, equipo para medición de fisuras, aparato para medir factor de compactación, equipo para control de cloruros y sulfatos en obra, esclerómetro, máquina de Los Angeles, medidores de espesor de recubrimiento, medidores de exudación, computadoras para el procesamiento de información etc.

Quizás a algún lector le resulte exagerada la relación de equipo mencionada, pero la lista resulta seguramente incompleta si se pretende aprovechar la ventaja que da el contar con los medios técnicos para identificar, evaluar y prevenir los problemas en el trabajo con concreto sobre la filosofía de sólo actuar cuando los problemas ya se presentaron, lo que en la generalidad de los casos se traduce en demoliciones, reparaciones, debates técnicos y legales, contratación de consultores especializados etc. que finalmente ocasionan costos mucho mayores de los que se quisieron evitar.

Teniendo en cuenta que las normas ASTM son las que normalmente se especifican y emplean en nuestro país en relación al concreto, por la influencia y raíz histórica de la tecnología norteamericana, siendo las que

han servido de base para sus equivalentes nacionales, nos referiremos en general a ellas durante el desarrollo del tema del control de calidad que nos ocupa.

13.4 CONCEPTOS ESTADISTICOS BASICOS PARA EVALUAR RESULTADOS DE PRUEBAS STANDARD DE CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO.

El ASTM establece para cada norma standard varios criterios estadísticos que sirven para conocer los alcances de las pruebas y la confiabilidad en la interpretación de los resultados (*Ref.13.4*),y que están basados en el análisis de muchos datos recopilados durante años de investigación. En los casos en que aún no existen estos parámetros se indica explícitamente en la norma.

Dichos conceptos se definen a continuación en forma sucinta

a) Precisión .

Indica la cercanía de coincidencia entre los resultados obtenidos al aplicar una prueba standard.

b) Bias .

Representa una diferencia sistemática entre un grupo de resultados de una prueba standard y un valor referencial aceptado que caracteriza a dicha prueba. Por lo general representa la influencia de factores como la diferencia sistemática entre dos operadores, dos sitios diferentes para la ejecución de la prueba, dos ocasiones diferentes etc.

c) Exactitud .

Es la proximidad de coincidencia entre uno o más promedios de resultados de una cierta prueba standard y un valor referencial aceptado que caracteriza a dicha prueba.

En cualquiera de estos estimadores estadísticos de dispersión, intervienen las mismas fuentes de variación, pero con diferente grado de influencia dependiendo de cada caso en particular y que son : el operador, el equipo

empleado, la calibración del equipo, las condiciones ambientales, el muestreo ,la oportunidad de ejecución y el tiempo.

La cuantificación de estos criterios la hace el ASTM a través de los siguientes parámetros :

1) Límite 1S (One sigma limit) .

Es la desviación standard de toda la población.

2) Límite 1S% (One sigma limit in percent)

Representa el coeficiente de variación, es decir la desviación standard entre el promedio expresado en porcentaje.

3) Límite D2S (Difference two - sigma limit) .

Constituye la máxima diferencia aceptable entre dos resultados obtenidos al ejecutar una prueba standard en porciones de un mismo material.

4) Límite D2S% (Difference two - sigma limit in percent).

Es el coeficiente de variación máximo aceptable entre dos resultados obtenidos al ejecutar una prueba standard sobre porciones de un mismo material.

Como ejemplo práctico simple para entender la aplicación de estos conceptos analizaremos la norma ASTM C- 117 Material menor que la malla No 200 por lavado, con resultados hipotéticos de ensayos.

La norma establece como Precisión y Bias :

		Desviación Standard	Rango aceptable entre 2 resultados
		1S %	D2S %
Agregado Grueso	Un mismo operador	0.10	0.28
	Diferentes operadores	0.22	0.62
Agregado	Un mismo operador	0.15	0.43

Fino	Diferentes operadores	0.29	0.82
------	-----------------------	------	------

Por otro lado, tenemos que se han ejecutado 5 pruebas sobre muestras de la misma arena, por un mismo operador, fijando las especificaciones del proyecto un límite máximo de 5% para el material pasante por la malla No 200:

Muestra	% Menor que la Malla N° 200		
		Promedio	: 4.91 %
1	4.80		
2	5.10	Desviación Standard	: 0.15 %
3	4.90		
4	5.05	Rango entre el valor mayor y el menor	: 0.40 %
5	4.70		

Se aprecia que la desviación standard y el rango máximo entre dos valores cumple con la precisión establecida por la norma, luego el promedio hallado de 4.91 % es estadísticamente representativo del material pese a haber valores individuales que superan el límite de 5 %, por lo que el material satisface el requisito de calidad establecido, no habiendo lugar a especulaciones adicionales, ya que lo que prima es el criterio estadístico sobre el grupo y no un valor individual, que estadísticamente no permite concluir nada.

Se puede observar pues que este tipo de prueba que es corriente para calificar agregados tiene mayor implicancia en su interpretación de lo que usualmente se cree, si se conoce adecuadamente la norma y sus alcances.

13.5 CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES PARA LA FABRICACION DEL CONCRETO.

1) Cemento.

Ya hemos hablado en el Capítulo 3 de los principios básicos del control de calidad del cemento por lo que en este Capítulo abordaremos algunos

problemas de tipo práctico que ocurren en nuestro medio para llevar a cabo el control de calidad.

Existen en Lima varias Universidades y Laboratorios privados que realizan análisis químicos de cemento, contando algunos de ellos con personal especializado en este tipo de pruebas. Normalmente los fabricantes manifiestan que sólo sus resultados de controles son confiables pues otros entes no tienen ni la experiencia ni la continuidad en la ejecución de las pruebas. En nuestra opinión, estando regidos estos controles por normas estándar muy precisas y detalladas, no existe razón para dudar de resultados de ensayos efectuados por terceros si se realizan conforme a las normas.

En general, estas pruebas químicas son relativamente rápidas, teniéndose resultados en un plazo de 5 a 10 días, pero el problema reside en las pruebas físicas, pues en este caso son muy pocos los laboratorios que las ejecutan, demorando más de 4 semanas en efectuarlas por la determinación de la resistencia en compresión a 28 Días, período en el que lo probable es que ya se haya empleado el cemento en obra antes de tener los resultados.

Dentro de este panorama, lo recomendable es exigir el certificado de calidad del fabricante con resultados de sus controles y hacer análisis químicos particulares para comparar parámetros. Por otro lado, se pueden hacer en obra pruebas inmediatas de tiempos de fraguado del cemento y del concreto para detectar problemas potenciales.

Es fundamental que el muestreo se haga apenas llegue el cemento a obra, debiendo protegerse las muestras de la humedad en recipientes herméticos y evitando que se contaminen con otros agentes y remitiéndolas lo antes posible a un laboratorio calificado.

La base del control de calidad en obra está constituida por la información estadística referente a las fechas de fabricación y suministro del cemento, controles de calidad particulares (análisis físicos y químicos), los resultados de ensayos proporcionados por el fabricante, chequeos de condiciones de almacenaje, la oportunidad y finalidad con que se emplea, así como correlacionar todo esto con resultados de control del concreto fresco y endurecido.

En la medida que contemos con toda esta información adecuadamente integrada, podremos evaluar si el cemento cumple con el comportamiento que esperamos de él o existe alguna irregularidad que puede ser demostrada científicamente.

2) Agua de mezcla.

En el control de calidad del agua para concreto, se deben realizar análisis químicos para verificar los límites permitidos, por lo que es fundamental que la muestra sea bien obtenida. Se deben emplear recipientes de vidrio o de plástico limpios y con cierre hermético.

Antes de muestrear, se debe proceder a enjuagar el frasco con la misma agua de la fuente a verificar, obteniendo no menos de un cuarto de litro. El envío al laboratorio debe efectuarse a la brevedad pues retrasos de algunos días pueden ocasionar que la muestra esté alterada si no se garantizó la hermeticidad.

Al solicitar los análisis hay que indicar con precisión las determinaciones a ejecutarse, manifestando en lo aplicable la norma estándar según la cual deben ejecutarse, exigiendo que en el certificado se mencione con los resultados, la norma o método utilizado para poder efectuar comparaciones coherentes en algún caso de discrepancias.

La frecuencia con que deben realizarse los controles depende mayormente del tipo de fuente de suministro y su estabilidad en el tiempo. Así por ejemplo, cuando el aprovisionamiento se realiza de un río hay que incrementar los controles en épocas de avenidas, en que puede haber contaminación adicional por los materiales que arrastra.

3) Agregados.

Asociadas a las características que hemos visto en detalle en el Capítulo 5 se encuentran una serie de ensayos o pruebas standard que miden estas propiedades, para compararlas con valores de referencia establecidos.

Para que los resultados de las pruebas aludidas tengan significado estadístico, es básico que el muestreo se efectúe también de acuerdo a ciertas pautas standard (*Ref.13.4*).

Descartando la etapa de muestreo para evaluación de canteras que representa una fase preliminar particular, lo usual es efectuar los muestreos de agregados de pilas de almacenaje de forma cónica o tronco cónica.

En estas condiciones, los agregados tienden a segregarse, por lo cual, en el caso del agregado grueso el muestreo debe hacerse obteniendo tres porciones de material, una de la parte superior, una del medio y la última

de la parte inferior, tomando el cuidado de insertar una plancha o lampa verticalmente un poco por encima de donde se muestrea para evitar segregación adicional durante la operación.

Para el agregado fino, se debe emplear un tubo de metal o plástico de por lo menos 1 1/4" de diámetro y 2 m. de longitud insertado en la pila aleatoriamente para extraer por lo menos cinco incrementos de material para formar la muestra, debiendo tomarse la precaución inicial de eliminar la capa superficial de arena en el sitio donde se insertará el tubo. **(Fotos 13.1 y 13.2)**

Para muestrear de fajas transportadoras, nunca debe hacerse en la descarga sino en la faja misma, debiéndose detener aleatoriamente la faja y utilizando dos tablas con la sección aproximada de la faja separar la porción a recolectar, recogiendo luego el material en forma cuidadosa con cucharón. Deben obtenerse por lo menos tres porciones para componer una muestra.

La frecuencia de realización de controles y muestreos durante el procesamiento del material debe estar en función de la producción de la planta procesadora, para verificar la uniformidad de la producción, recomendándose efectuar al menos 3 muestreos por cada 1,000 m³ procesados.

En la cancha de almacenaje deben delimitarse adecuadamente las rumas para que puedan ser identificadas en todo momento para su verificación y calificación, ya que si no se toman estas precauciones, se agrega continuamente material procesado sobre acopios ya verificados, con lo que se obliga a realizar nuevos chequeos para aprobar su empleo en obra.

En las plantas dosificadoras hay que realizar también verificaciones de los agregados en las tolvas y/o en las fajas pues dependiendo del equipo en particular existe mayor o menor posibilidad de segregación.

Los tamaños recomendados para las muestras en función del Tamaño Máximo del agregado son **(Ref.13.5)**:

	Tamaño Máximo Nominal	Tamaño de la Muestra en Kg
Agregado Fino	Nº 8	10
	Nº 4	10
	3/8"	10
	1 1/2"	15

Agregado Grueso	3/4"	25
	1"	50
	1½"	75
	2"	100
	2½"	125
	3"	150
	3½"	175

FOTOS 13.1 y 13.2

Obtenidas estas muestras de campo, se debe proceder a reducirlas al tamaño indicado por la norma específica de la prueba a ejecutarse mediante el procedimiento de cuarteo (**Ref.13.6**) con separadores mecánicos diseñados especialmente para este fin o manualmente separando la muestra en cuatro porciones y eliminando dos opuestas, repitiendo el proceso hasta obtener el tamaño requerido.

a) Análisis Granulométrico.-

La Norma ASTM C-136-95 (**Ref.13.7**) define el procedimiento para determinar la granulometría de agregados, siendo importante para tener resultados representativos, utilizar los tamaños de muestras mínimos indicados en la Tabla 13.1 y la precisión en resultados de varias pruebas, según la Tabla 13.2 :

Cantidad mínima de Agregado Fino seco a emplearse en la prueba de granulometría :..... 300 gr.

Cantidad mínima de Agregado Grueso seco a emplearse en la prueba :

Tabla 13.1

Tamaño Máximo Nominal	Peso Mínimo en Kg
6"	500
5"	300
4½"	200
4"	150
3½"	100
3"	60
2½"	35
2"	20
1½"	15
1"	10
¾"	5
½"	2
⅜"	1

Precisión en el Análisis Granulométrico :

Tabla 13.2

	Porcentaje Total de Material Pasante	Desviación Standard (1S) %	Rango Aceptable entre 2 resultados (D2S) %
Agregado grueso Precisión para un mismo operador	< 100 ≥95	0.32	0.9
	< 95 ≥85	0.81	2.3
	< 85 ≥80	1.34	3.8
	< 80 ≥60	2.25	6.4
	< 60 ≥20	1.32	3.7
	< 20 ≥15	0.96	2.7
	< 15 ≥10	1.00	2.8
	< 10 ≥5	0.75	2.1
	< 5 ≥2	0.53	1.5
Agregado fino Precisión para un mismo operador	< 2 ≥0	0.27	0.8
	< 100 ≥95	0.26	0.7
	< 95 ≥60	0.55	1.6
	< 60 ≥20	0.83	2.4
	< 20 ≥15	0.54	1.5
	< 15 ≥10	0.36	1.0
	< 10 ≥2	0.37	1.1
< 2 ≥0	0.14	0.4	

Los límites granulométricos recomendados en agregados para concreto los establece la Norma ASTM C-33 .

b) Ensayos físicos adicionales en agregados.

Las pruebas standard adicionales que sirven para evaluar parámetros como Abrasión o desgaste en la Máquina de Los Angeles (ASTM C- 535 y C-131), Intemperismo o desgaste a 5 ciclos de exposición a Sulfato de Sodio o Sulfato de Magnesio (ASTM C-88), Impurezas Orgánicas en arena (ASTM C-40), Lentes de Arcilla y partículas desmenuzables (ASTM C-142), Partículas Ligeras (ASTM C-123), Material menor que la malla No 200 por lavado (ASTM C-117), permiten estimar en mayor o menor grado el efecto de agentes externos o elementos contaminantes en el comportamiento de los agregados dentro del concreto, por lo que en muchos casos las características que miden, se pueden modificar para cumplir con los límites especificados.

No siendo el objeto de este trabajo el analizar todas las normas aplicables, sino insistir en los aspectos mas significativos del control de calidad, sólo nos limitaremos a decir que los ensayos adicionales mencionados son importantes desde el punto de vista de tener la visión general de lo que es factible esperar como comportamiento potencial en el concreto, pero no se debe cometer el error de aplicarlos indiscriminadamente como parámetros para descartar agregados, ya que la misma norma ASTM C-33 admite la posibilidad de que no cumplan uno o mas requisitos, ante lo cual siempre hay la posibilidad técnica de lograr un buen diseño de mezclas que satisfaga los requisitos del caso particular que enfrentemos.

4) Aditivos.

Desde el punto de vista del control de calidad de aditivos en nuestro medio, no existe ni la disposición ni la tecnología para llevar a cabo los ensayos de control que prevé el ASTM (*Ref.13.8*) para verificar los diferentes tipos de aditivos.

En las Universidades se le ha dado muy poco o ningún énfasis a estos aspectos, y los fabricantes locales sólo los ejecutan de manera parcial, pues la poca demanda de aditivos hace antieconómico el contar con toda la infraestructura especializada para el control de calidad.

Dentro de esta realidad, la alternativa lógica es evaluar los aditivos sean nacionales e importados, mediante las pruebas prácticas en los diseños de mezcla, y la medición de la influencia en los parámetros que se supone controlan. Una recomendación adicional que sí es fácil efectuar, es la de verificar el contenido de cloruros mediante análisis químicos, ya que es

frecuente que los contengan pese a la indicación en contrario del fabricante.

13.6 CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO FRESCO.

1) Muestreo.

El control de calidad del concreto fresco depende en primera instancia de los procedimientos de muestreo que permitan contar con porciones representativas, y luego, el conocimiento de las propiedades en este estado y las pruebas que las evalúan.

La Norma ASTM C-172(*Ref.13.9*), da las pautas a seguirse en el muestreo, y que consisten básicamente en :

- a) El tiempo transcurrido entre la obtención de dos porciones para formar una muestra debe ser como máximo 15 min.
- b) Las muestras deben transportarse al sitio donde se realizarán los ensayos o donde se moldearán probetas, teniendo que efectuarse un remezclado con lampa para uniformizar la mezcla luego del transporte.
- c) Las pruebas de control de concreto fresco deben efectuarse a mas tardar 5 min. después de obtenida la muestra.
- d) El moldeo de probetas para ensayos de compresión debe iniciarse dentro de los 15 min luego del muestreo.
- e) El tiempo entre la obtención y el uso de la muestra debe ser el menor posible, cuidando en todo momento de protegerla del sol, el viento y otras fuentes de evaporación.
- f) El tamaño mínimo de muestras para ensayos de compresión debe ser 1 pie³.
- g) El muestreo de mezcladoras estacionarias o camiones mezcladores debe realizarse del tercio central de la carga, y en por lo menos dos porciones que se integrarán en una sola muestra.

h) El muestreo de concreto ya descargado se debe efectuar con por lo menos 5 porciones que se integran en 1 muestra.

Es importante tener en cuenta que todas estas limitaciones están establecidas para que la muestra que se obtenga sea óptima desde el punto de vista estadístico, y que si bien el incumplimiento de alguna de ellas no ocasiona un perjuicio aparente al concreto, sí puede estar afectando al resultado del control, y consecuentemente obtener un mal resultado de un buen concreto.

2) Control de Temperatura

Este es un parámetro muy importante de controlar pues condiciona la velocidad con que se desarrolla el proceso de endurecimiento inicial del concreto. El valor de la temperatura del concreto resulta del equilibrio termodinámico entre las temperaturas de los componentes. En el Capítulo 11, se dan los valores recomendados para las temperaturas máximas de colocación del concreto en clima cálido que es cuando deben extremarse las precauciones en este aspecto.

La norma ASTM C-1064 indica la manera de medir la temperatura del concreto, para lo cual se debe contar con un termómetro de 0.5 °C de precisión en la lectura, no siendo necesario usar una muestra compuesta, siendo suficiente humedecer previamente el recipiente contenedor antes de colocar el concreto e introducir el termómetro por un tiempo mínimo de 2 min. hasta que se estabilice la lectura y un máximo de 5 min. desde la obtención de la muestra. El termómetro debe introducirse de manera que esté cubierto con por lo menos 3" de concreto en todas las direcciones a su alrededor.

3) Control del peso unitario y contenido de aire.

Son dos controles muy útiles para verificar uniformidad del concreto y comprobar el rendimiento de la mezcla al comparar el peso unitario del diseño con el real de obra.

Al depender el peso unitario del diseño teórico de la exactitud con que se hayan determinado las características físicas de los ingredientes,

usualmente existe alguna diferencia entre éste y el real, que se cuantifica como el cociente del teórico entre el práctico.

Mientras el valor esté dentro del rango 0.98 a 1.02, el rendimiento es aceptable y no conviene hacer correcciones a las proporciones hasta obtener un valor estable, en cuyo caso por una regla de 3, se recalculan las proporciones para obtener 1 m³.

Un valor de Rendimiento (Yield) menor de 1 indica que el diseño real rinde menos de lo previsto, por lo que está entrando mas cemento por m³ del calculado. Un valor superior a 1 indica que el diseño rinde más de 1m³ con la cantidad de cemento considerada.

Valores de Rendimiento fuera del rango indicado, son manifestaciones de que los datos de características físicas de los componentes adolecen de errores por lo que se tienen que determinar nuevamente con mayor precisión y replantear el diseño.

Las normas aplicables son las ASTM C-138, ASTM C-138, C-231 y C-173.

La medición del contenido de aire es indispensable cuando se utilizan incorporadores de aire para prevenir los efectos perjudiciales de los ciclos de hielo y deshielo.

4) Control del tiempo de endurecimiento.

Este control tiene una trascendencia muy importante en obra por cuanto nos da la pauta del tiempo que se dispone en el proceso constructivo para las operaciones de colocación y acabado, sin embargo en nuestro medio rara vez se mide o se especifica su medición, optándose por fijar tiempos límites para el uso del concreto desde su mezclado que en la mayor parte de los casos no concuerdan con la realidad.

Son comunes las discusiones en obra entre el supervisor y el contratista sobre la habilidad del concreto a ser usado luego de transcurrido el tiempo especificado, por el desconocimiento de una prueba muy simple establecida por la norma ASTM C-403.

La prueba consiste en separar el mortero de una muestra de concreto tamizándolo por la malla No 4 y colocándolo en un recipiente de por lo menos 6" de dimensión lateral y 6" de altura. Se puede utilizar para la medición un penetrómetro de resorte que consiste en un pin graduado unido a un resorte, que permite medir la fuerza por unidad de área aplicada

a la superficie del concreto para una penetración de 1", o una varilla de acero de 1/8" a la cual se le colocan pesas concéntricas de modo que el conjunto pese 6.13 lb.

El tiempo de inicio del endurecimiento se obtiene cuando se necesita aplicar una presión de 500 lb/plg² para conseguir una penetración de 1", lo que equivale a que la varilla de 1/8" con 6.13 lb de peso consiga lo mismo. El fraguado final se obtiene para una presión de 4,000 lb/plg² con 1" de penetración, pero para fines prácticos el inicio del endurecimiento tiene mayor utilidad.

El coeficiente de variación que establece la norma para un mismo operador es de 7.1 % en el tiempo de inicio de endurecimiento y de 4.7 % para el fin del endurecimiento.

5) Moldeo y curado de probetas para ensayo de compresión.

Esta es una etapa fundamental del control del concreto fresco, que muchas veces se le resta importancia al convertirse en una rutina en la obra.

Toda la filosofía del diseño estructural en concreto y los valores de los coeficientes de seguridad que emplean los diseñadores reposan en el valor f'_c que no es otra cosa que el resultado del ensayo en compresión simple de probetas de concreto obtenidas y curadas de acuerdo a ASTM C-31(Ref.13.10) y ensayadas según ASTM C-39(Ref.13.11), es decir bajo condiciones completamente controladas que permiten darle significado estadístico al valor de f'_c .

Cuando el moldeo se hace descuidadamente sin respetar los lineamientos de la norma, no se toman precauciones en el curado en cuanto a los requisitos de humedad y temperatura, y el ensayo en compresión se realiza en condiciones inapropiadas, el resultado bien puede ser satisfactorio desde el punto de vista de superarse la resistencia exigida, pero las dispersiones introducidas no nos permitirán una evaluación estadística que habilite optimizar los diseños de mezcla haciéndolos más económicos e incrementarán las posibilidades de obtener malos resultados de ensayos teniendo buen concreto en obra.

Como observaciones generales que pueden colaborar a mejorar esta etapa podemos indicar que la norma permite además de la compactación manual en tres capas varillando cada capa 25 veces, el hacerlo con vibrador de diámetro 1 1/2" en dos capas si el slump es menor o igual a 3 ".La norma obliga a que luego de cada etapa de compactación se elimine el aire

golpeando el molde lateralmente de 10 a 15 veces con un martillo de goma de 0.34 a 0.8 Kg.

Las probetas deben cubrirse inmediatamente luego de moldeadas y la temperatura en las primeras 24 horas debe conservarse entre 16 a 27 °C, el desmoldado debe ejecutarse dentro de 16 a 34 horas luego de vaciadas, y se curarán en agua saturada con cal hasta su época de ensayo a una temperatura entre 21.5 a 24.7 °C.

Estas precauciones que pueden parecer exageradas o complicadas de efectuar en obra, son la práctica normal en países similares al nuestro, y su trascendencia se hace más evidente cuando empezamos a tener problemas en obras en clima cálido o clima frío, donde las condiciones ambientales extremas afectan significativamente esta etapa del control de calidad si no hacemos nada para llevarlo a cabo tal como está estandarizado.

13.7 CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO ENDURECIDO.

En el concreto endurecido se pueden realizar muchos ensayos de tipo destructivo y no destructivo para evaluar sus características en este estado, pero sólo abordaremos algunos de los que se aplican en nuestro país de manera rutinaria.

1) Ensayo de Compresión Simple en Probetas cilíndricas de 6" de Diámetro por 12" de altura.

La norma ASTM-C-39 es la que estandariza esta prueba que es indispensable para obtener el valor de f'_c establecido por la mayoría de especificaciones.

Como observaciones importantes para aclarar conceptos, hay que anotar que la norma especifica el empleo de prensas para rotura operadas con motor, no considerando la operación manual pues en el ensayo, tiene mucha influencia la velocidad de aplicación de la carga (20-50 lb/plg²/seg.) que debe mantenerse constante por lo menos durante la segunda mitad de la aplicación de la carga de rotura estimada.

La aplicación intermitente de carga, producida por las prensas manuales, y la dificultad para evitar descensos en la presión aplicada entre etapas de carga, afectan negativamente los valores de f'_c .

Siendo evidente que en nuestro medio se usan mucho las prensas manuales por ser mas baratas y no necesitar de energía eléctrica, habría que tener presente que este método de ensayo introduce una dispersión adicional a la prevista por la norma, y que dependerá de la uniformidad del concreto, el modo como se ejecute el muestreo así como la continuidad en la aplicación de la carga en comparación con el método automático.

Otro aspecto fundamental es que uno de los cabezales de aplicación de carga debe ser rotulado, y la probeta tiene que colocarse muy bien centrada para evitar efectos de flexión compuesta.

El apoyo rotulado debe inspeccionarse y lubricarse frecuentemente pues muchas veces introduce flexión compuesta por no trabajar en forma adecuada y se traduce en resultados menores de f_c .

2) Ensayos de Tracción por Flexión

En el control de calidad del concreto en pistas, se utiliza con frecuencia el ensayo de tracción por flexión ASTM C-78 (*Ref.13.12*) que consiste en ensayar una probeta de sección prismática de 15 cm. x 15 cm. x 50 cm, apoyándola sobre dos soportes rotulados separados 45 cm. y aplicando carga a los tercios de la luz libre (a 15 cm. de cada extremo) hasta que se produce la rotura.

El módulo de rotura o resistencia en tracción por flexión viene dado por la fórmula:

$$R = Pl/bd^2$$

Donde :

R = módulo de rotura

l = luz libre

b = ancho promedio de la sección transversal

d = altura promedio de la sección transversal

Es relativamente sencillo adaptar una máquina para ensayo de compresión para ejecutar esta prueba, construyendo los soportes y apoyos de acero convenientes, siendo necesario emplear un manómetro de mayor precisión y menor capacidad.

3) Ensayo de rebote en concreto endurecido

Esta es una prueba no destructiva estandarizada por ASTM C-805 (*Ref.13.13*) que aporta mucha información sobre uniformidad de concreto si se efectúa correctamente.

Se emplea un aparato llamado también esclerómetro o martillo Schmidt que consiste en un pin metálico adosado a una masa contra un resorte comprimido, que al liberarse impacta contra la superficie del concreto, produciendo un rebote en la masa que se mide como un desplazamiento en una escala graduada.

Para poder ejecutarse la prueba eficientemente deben cumplirse ciertas condiciones :

- a) El elemento de concreto debe tener por lo menos 4" de espesor y estar fijo.
- b) La Superficie de concreto debe saturarse 24 horas antes de la prueba, ya que la carbonatación superficial produce números de rebote mayores si la prueba se hace sobre superficies muy secas.
- c) El área de prueba debe tener por lo menos 6" de diámetro y debe pulirse con una lija o piedra de pulir fina hasta tener una superficie sin asperezas.
- d) Se deben efectuar por lo menos 10 lecturas de cada área de prueba, separadas no menos de 1".
- e) Deben descartarse las lecturas que difieran del promedio de 10 mediciones en más de 7 unidades, y calcular el promedio en base a las restantes.
- f) Si más de 2 lecturas difieren del promedio en 7 unidades, se debe descartar el grupo completo.
- g) La desviación standard no debe ser mayor de 2.5 und. para que los resultados sean estadísticamente válidos.

Los fabricantes de esclerómetros suministran tablas o gráficos que permiten correlacionar los números de rebote con f'_c , pero no deben tomarse como absolutos pues, se necesitaría hacer una calibración particular para cada concreto que se analice, sin embargo este método da una idea del orden de magnitud del f'_c in situ y permite opinar técnicamente sobre la calidad del concreto de una estructura sin recurrir a ensayos destructivos.

----OO----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 13.1) Gitlow Howard and Gitlow Shelly.- “The Deming Guide to Quality and Competitive Position”.Prentice Hall Inc. 1987
- 13.2) Hays Raymond.- “Achieving Quality in Concrete Construction”, ACI, Concrete International - November 1995.
- 13.3) Ayers Charles.- “Exploring Total Quality Management”, ACI, Concrete International - November 1995.
- 13.4) ASTM E-177 .- "Use of terms precision/bias in ASTM test methods practice".
- 13.5) ASTM C-75.- "Standard Practice for sampling aggregates"
- 13.6) ASTM C-702. "Standard Practice for reducing field samples of aggregates to testing size"
- 13.7) ASTM C-136.- "Standard Method for sieve analysis of fine and coarse aggregates"
- 13.8) ASTM C-494.- "Standard Specification for chemical admixtures for concrete"
- 13.9) ASTM C-172.- "Standard Method of sampling freshly mixed concrete"
- 13.10) ASTM C-31.- "Standard Practice for making and curing concrete test specimens in the field"
- 13.11) ASTM C-39.- "Standard Test Method for compressive strength of cylindrical Concrete specimens"
- 13.12) ASTM C-78.- "Standard Test Method for flexural strength of concrete (Using simple beam with third-point loading)"

13.13) ASTM C-805.- "Standard test Method for rebound number of hardened concrete"

-----OO-----

I N D I C E
A L F A B E T I C O

A	
Abrams	
cono de	131
Abrams Duff.....	91
Abrasión.....	288
control de la.....	290
en agregados.....	79
factores que la afectan.....	290
Acelerantes.....	115
cloruro de calcio.....	117
Acido oxálico.....	126
Aditivos	
acelerantes.....	115
curadores químicos.....	124
generalidades.....	113
impermeabilizantes.....	122
incorporadores de aire.....	117
naturales.....	126
reductores de agua, plastificantes.....	119
retardadores.....	123
superplastificantes.....	120
Agregados	
absorción.....	76
análisis granulométrico.....	89
artificiales.....	70
calidad y gradación.....	101
calor específico.....	80
características físicas.....	72
características químicas.....	80
clasificación.....	69
coeficiente de expansión.....	79
coeficiente de fricción.....	87
condiciones de saturación.....	72
conductividad térmica.....	80
densidad.....	72
difusividad.....	80
dureza.....	79
explotación de canteras.....	107
forma y textura.....	86
generalidades.....	69
gradación.....	72
humedad.....	77
impurezas orgánicas.....	107
material menor malla 200.....	104
mezcla de.....	94
mezcla en peso.....	98
mezcla en volumen absoluto.....	99
módulo de fineza.....	91
naturales.....	70
partículas ligeras, blandas, lentas	
arcilla.....	107
peso específico.....	74
peso unitario.....	76
porcentaje de vacíos.....	76
porosidad.....	77
propiedades térmicas.....	79
reacción álcali sílice.....	80
reacción álcalis-carbonatos.....	84
reacción álcali-sílice	
prueba de la barra de mortero.....	81
prueba química.....	81
reacciones químicas en los.....	307
resistencia.....	78
superficie específica.....	91
tenacidad.....	78
Agua	
análisis típicos.....	60
de mar.....	65
disponible para hidratación.....	32
en el concreto.....	59
en la mezcla.....	59
impurezas.....	64
materia orgánica.....	64
norma ACI.....	64
para curado.....	65
potable.....	64
requisitos para uso en concreto.....	60
variabilidad en composición.....	64
Agua de absorción.....	240
Agua de adsorción.....	240
Agua de amasado.....	174
Agua/cemento	
relación.....	174

Alcalinidad	
en el concreto	292
Alcalis	24
limitación en cementos	83
Alita.....	<i>Véase</i> Silicato tricálcico
Aluminato tricálcico.....	22
Alumino ferrito tetracálcico	22
Ambientes químicamente agresivos	
y la durabilidad del concreto ...	281
Análisis granulométrico	89
Andesita	308
Aniónicos	
incorporadores de aire.....	118
Apsdin Joseph	4
Arcilla	
lentes de	107
Asentamiento.....	131
y tipo de estructura	181
Azúcar	126
B	
Belita	<i>Véase</i> Silicato dicálcico
Bicarbonato de sodio.....	126
Blandas	
partículas	107
Bogue	
fórmulas de composición del	
cemento	24
Bolomey	
parábola de	191
C	
Calidad	
definición	321
generalidades.....	317
Calidad integral	
y la construcción con concreto	327
Calidad Total.....	318; 322
en la industria de la construcción	323
Calor de hidratación.....	39; 79
Calor específico	
en agregados.....	79
Cambios térmicos	
control de los	265
Cambios volumétricos	
control de los	261
fenómenos causantes de.....	238
fisuración	237
Carbonatos.....	116
Celita <i>Véase</i> Alumino ferrito tetra cálcico	
Celulosa	126
Cemento	
almacenaje	55
calor de hidratación	39
cementos peruanos	
características.....	46
clinker	21
desarrollo de resistencia.....	39
endurecimiento	27
estado plástico	26
estructura de la pasta.....	29
fabricación	
requisitos ASTM.....	39
fraguado falso	28
fraguado final.....	27
fraguado inicial	27
fraguado violento	28
fuentes de materias primas.....	22
gel	29
hidratado	
estructura	28
mecanismo de hidratación.....	26
peso específico.....	39
Portland	
componentes químicos.....	18
composición química	22
fabricación	17
fabricación por vía húmeda... 21	
fabricación por vía seca	18
fórmulas de Bogue.....	24
generalidades	17
porcentaje de óxidos	18
proceso fabricación.....	18
puzolánico.....	38
en el Perú	55
tipo I	34

tipo II.....	38	Concreto compactado con rodillo	214
tipo III	38	Concreto endurecido	
tipo IV	38	elasticidad	140
tipo V	38	extensibilidad.....	143
tipos de	34	propiedades.....	140
variación de componentes	39	resistencia	141
Clinker.....	17; 21	Concreto fibroso	217
Cloruro de calcio		Concreto fresco	
acelerante	117	exudación.....	139
Cloruros.....	116; 282	segregación	137
en el agua de mezcla.....	64	slump	131
Coefficiente de expansión		trabajabilidad	129
en agregados.....	79	Concreto impregnado con polímeros	219
Coefficiente de expansión térmica		Concreto lanzado	221
en el concreto	255	Concreto ligero	214
Coefficiente de variación.....	149	Concreto masivo	214
Compactación		Concreto pesado	226
factor de	135	Concreto precolocado.....	221
Compuestos expansivos	308	Concreto Premezclado	65
Concreto		agua de lavado	65
agresión electroquímica.....	261	Concreto refractario	218
agresión química	174	Concreto sulfuroso.....	219
agresión química externa.....	261	Concretos especiales	
agresión química interna	260	generalidades	213
cambios térmicos.....	255	Conductividad térmica	
cambios volumétricos		en agregados	80
generalidades.....	237	Congelamiento y deshielo.....	275
componentes.....	13	control de durabilidad.....	278
concepto general	11	Contracción.....	140; 238
control de la agresión química.....	269	Contracción de fraguado.....	239
diseño de mezclas		Contracción intrínseca o espontánea	239
generalidades.....	171	Contracción plástica	242
durabilidad		Contracción por carbonatación...	253
generalidades.....	273	Contracción por secado	240
endurecido		factores que la afectan	245
estructura interna.....	129	Contracción y flujo	
lanzado	<i>Véase</i> Shotcrete	control de.....	261
módulo de elasticidad.....	141	Control de calidad.....	321
pesado	121	materiales para producir concreto	332
tecnología del		Control de calidad de los agregados	334
conceptos fundamentales.....	11	Control de calidad del agua	333
Concreto anti-contracción	217	Control de calidad del cemento ..	332
Concreto cementado con polímeros	220	Control de calidad del concreto ..	327

conceptos estadísticos básicos.....	330
Control de calidad del concreto	
endurecido.....	344
Control de calidad del concreto	
fresco.....	340
Corrosión.....	65; 261
como combatirla.....	300
mecanismo de la.....	292
protección catódica.....	305
Corrosión del acero de refuerzo.....	292
Crazing.....	139
Curado húmedo.....	252
Curadores	
eficiencia.....	125
Curadores químicos.....	124
D	
Deming Edwards.....	317
Desviación estándar.....	149
Deterioro del concreto	
factores de.....	274
Difusividad	
en agregados.....	80
Diseño de mezclas	
con curvas empíricas.....	191
con curvas teóricas.....	190
método del ACI.....	185
método del módulo de fineza total.....	197
optimización.....	203
pasos generales.....	181
y la trabajabilidad.....	180
Diseño de mezclas de concreto	
generalidades.....	171
métodos	
parámetros básicos.....	173
principio de los volúmenes	
absolutos.....	173
Disipación de calor.....	79; 266
Distribución normal.....	145; 148; 149; 151
Durabilidad	
del concreto.....	273

E	
Efecto aniónico.....	119; 120
Efecto de superficie.....	119
Ensayo petrográfico	
en agregados.....	83
Escuela Nacional de Ingenieros.....	6
Esfericidad	
en agregados.....	86
Explotación de canteras.....	107
Extensibilidad	
en el concreto endurecido.....	143
Exudación.....	139
y contracción plástica.....	242
F	
Factor de compactación.....	135
Fisuración	
por contracción plástica.....	245
Flujo plástico.....	254
Fluorsilicatos	
acelerantes.....	116
Fraguado final.....	116
Fraguado inicial.....	116
Fuller	
parábola de.....	262
G	
Garantía de calidad.....	318
Gauss	
distribución de.....	149
Gel.....	29
poros de.....	29
Gel de cemento.....	27
Gel expansivo.....	308
Granulometría.....	104; 177
H	
Habich Eduardo de.....	6
Hidratos de Calcio.....	308
Hidróxido de calcio	
acelerante.....	116
Hidróxidos.....	116

Hidróxidos de Calcio	26; 39
Hidróxidos de hierro	261
Hielo y deshielo	256
Humedad	
en agregados.....	77
Husos granulométricos	
ASTM C-33.....	104
I	
Impurezas orgánicas	
en agregados.....	107
Incorporadores de aire.....	117; 278
en partículas sólidas	119
líquidos o en polvo soluble	118
ISO 9000	319
L	
Ligeras	
partículas	107
Los Angeles	
máquina de	
abrasión.....	79
M	
Malla 200	
material menor que.....	104
Meiggs Enrique	5
Microsílice	70
Módulo de fineza	91; 177
Módulo de fineza total	197; 203
Módulos de Fineza Optimos	197
O	
Oxido de Magnesio	24
P	
Parábola de Bolomey	191; 203
Plastificantes	119
Poros capilares	29
Poros de gel.....	29
Porosidad	
en el concreto	129
Principios de Deming.....	318

Productos de hidratación	
volumen	28
Puzolana	39
Puzolanas.....	252

R

Reacción álcali-sílice	64; 260
en agregados	80
Reacción exotérmica.....	252
Reacción sílice-alcalis	307
Reactividad alcalina	
diagnóstico.....	260
patrón de fisuración	308
Reactividad potencial	
álcali-sílice.....	84
Reductores de agua.....	119; 122
Reglamento ACI-318.....	162
Reingeniería.....	318
Relación Agua/Cemento	174; 177
mínima	34
Relajación	254
Reología.....	134
compactabilidad.....	135
contracción	140
estabilidad.....	134
exudación.....	139
movilidad	137
segregación	137
Resistencia	
del concreto endurecido.....	141
en agregados	78
Resistencia del concreto	
criterios generales.....	156
Resistencia del concreto requerida.....	158
Resistencia en compresión	
criterios del ACI-318	162
criterios del RNC	166
fundamentos estadísticos	148
la relación agua/cemento	174
Resistencia en compresión del	
concreto	
evaluación de resultados	145
Resistencia en compresión	

fuentes de variación..... 146
Resistencia especificada..... 158

S

Segregación
en el concreto fresco..... 137
Shotcrete 116; 221
Silicato dicálcico 22
Silicato tricálcico..... 22
Silicatos
acelerantes..... 116
Slump 131
Sulfatos 64; 261; 284
Superficie específica 91; 94; 177
Sustancias químicas
efecto en el concreto..... 282

T

Tamaño Máximo

en agregados 177; 180
Tecnología del concreto
en el Perú 1
en la colonia..... 2
en la república..... 5

Tenacidad
en agregados 78
Torbemorita 27
Trabajabilidad
concreto fresco..... 131
Trietanolamina..... 116

U

Urea 126

Y

Yeso
fabricación del cemento..... 21